

INFLUÊNCIA DO CARREGAMENTO DO SOLO, ORIUNDO DE DETONAÇÕES, NA RESISTÊNCIA ELÁSTICA DE EDIFÍCIOS

Ricardo Miguel da Costa Reis

Mestrado em Engenharia Civil
Área de Especialização: Construção
Dissertação

ORIENTADORA: Professora Doutora Cristina Ferreira de Oliveira

outubro de 2017

Dissertação submetida no Instituto Politécnico de Setúbal

INFLUÊNCIA DO CARREGAMENTO DO SOLO, ORIUNDO DE DETONAÇÕES, RESISTÊNCIA ELÁSTICA DE EDIFÍCIOS

Mestrado em Engenharia Civil

DECLARAÇÃO DE AUTORIA DO TRABALHO

Declaro ser o autor deste trabalho, que é original e inédito. Autores e trabalhos consultados estão devidamente citados no texto e constam da listagem de referências incluída.

Ricardo Miguel da Costa Reis

(assinatura)

DIREITOS DE COPIA OU COPYRIGHT

© **Copyright:** Ricardo Miguel da Costa Reis

O Instituto Politécnico de Setúbal tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicitar este trabalho através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, de o divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

A minha namorada Patrícia Fernandes

O verdadeiro objetivo da guerra é a paz.

Sun Tzu

AGRADECIMENTOS

Na elaboração desta dissertação quero agradecer em primeiro lugar à Professora Doutora Cristina Ferreira de Oliveira, docente Área Disciplinar Mecânica e Estruturas da Secção Estruturas e Geotecnia do Instituto Politécnico de Setúbal, pela disponibilidade demonstrada, pelas sugestões dadas e por todo o apoio prestado no desenvolver de todas as fases desta dissertação, sem as quais e mesmo tirando partido de todas as condições e oportunidades criadas, este trabalho não teria sido possível.

Não menos importante, quero agradecer também ao Professor Doutor Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas Proença docente do Instituto Superior Técnico, que de uma forma voluntariosa colaborou na disponibilização do equipamento de medição de vibrações e por todas as sugestões dadas, o meu muito obrigado.

Aos Militares e civis do Campo de Tiro, especial apreço pelo apoio prestado no desenrolar dos ensaios, é também um devido agradecimento.

À minha família, em especial à minha namorada Patrícia, à qual dedico esta dissertação, agradeço todo o apoio e compreensão no empenho da minha formação.

Finalmente, agradeço à Força Aérea Portuguesa pelas condições e oportunidades proporcionadas para a realização deste trabalho.

RESUMO

No desenvolvimento da presente dissertação pretendeu-se fazer a caracterização da influência de detonações de massas de explosivos, em locais desprovidos de proteção à superfície, pela transmissão de energia no solo pelo efeito de ondas sísmicas (designado de *ground shock*) e os seus efeitos na resistência dos sistemas estruturais dos edifícios em estudo, quer pela determinação da diminuição da frequência própria ou natural dos sistemas, quer pela determinação da sua influência na limitação de danos dos eurocódigos estruturais. Para determinação prévia do efeito do *ground shock*, foram criados vários cenários previsíveis de propagação, com relevância significativa na geotecnia existente nos locais de propagação.

Numa segunda fase procedeu-se aos ensaios propriamente ditos, sendo realizadas detonações onde a massa líquida de explosivos foi uma variável, dentro dos limites designados dentro dos cenários previamente estabelecidos, proporcionando a obtenção de valores válidos de ação base e frequências naturais de vibração dos sistemas estruturais, para o efeito foi usado um acelerómetro triaxial. Após estes ensaios *in situ* foi modelado o sistema estrutural escolhido, calibrando-o com os resultados obtidos. A metodologia usada posteriormente para incremento da ação base registada foi a criação de acelerogramas artificiais na sua relação com as massas de explosivos.

No final destes procedimentos, foram comparados os valores das ações base com os efeitos obtidos nas simulações e suas influências no sistema estrutural, pela limitação de danos e redução da frequência própria da estrutura, onde se obteve por retro análise o valor máximo de massa líquida de explosivo capaz de gerar a ação base mais condicionante.

PALAVRAS-CHAVE: Ground Shock, Massa Líquida de Explosivo, Velocidade Pico Partícula, Frequência Natural.

ABSTRACT

In the development of the present dissertation, it was intended to characterize the influence of detonations of explosives mass, in unprotected areas aboveground, the transmission of energy in the ground by the effect of seismic waves (designated ground shock) and their effects in resistance of the structural systems of the buildings in study, either by determining the reduction of natural frequency or by determining their influence on the limitation damage of structural Eurocode's. For the prediction of ground shock effects, several scenarios have been created, with significant relevance in the geotechnics conditions existing in the propagation places.

On second phase, the tests were carried by detonations and the explosive quantities was a variable, within the limits designated in previously established scenarios, providing valid values of base action and natural vibration frequencies of the systems. A triaxial accelerometer was used for this purpose. After these tests, the structural system chosen, in situ, was modeling and calibrating with the obtained results. The methodology used later to increase the registered base action was the generation of artificial accelerograms in their connection with the quantities of explosives.

At the end of these procedures, the values of the base actions were compared with the effects obtained in the simulations with influence in structural system, by the limitation of damages and reduction of the natural frequency of the structure, were it was obtained by reto analyses the maximum value of the net explosive quantitie to produce de most conditions base action.

KEYWORDS: Ground Shock, Explosive Liquid Mass, Peak Particle Velocity, Natural Frequency.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1.INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	2
1.3. MOTIVAÇÃO	2
1.4. METODOLOGIA DE INVESTIGAÇÃO	3
1.5. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	4
1.5.1.CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	4
1.5.2.CAPÍTULO 2 ENQUADRAMENTO TEÓRICO	4
1.5.3.CAPÍTULO 3 INFLUÊNCIA DA GEOLOGIA NA PROPAGAÇÃO DO GROUND SHOCK.....	4
1.5.4.CAPÍTULO 4 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DINÂMICOS DAS ESTRUTURAS	5
1.5.5.CAPÍTULO 5 MEDIÇÃO, ENSAIOS E PROCESSAMENTO DE RESULTADOS.....	5
1.5.6.CAPÍTULO 6 AVALIAÇÃO DE RESULTADOS E CONCLUSÕES	5

2.ENQUADRAMENTO TEÓRICO	7
2.1. ORIGEM DAS VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS	7
2.2. TIPOS DE ONDAS SÍSMICAS	8
2.3. SOLICITAÇÕES DINÂMICAS IMPOSTAS PELO GROUND SHOCK.....	9

2.4. INDUÇÃO DIRETA IMPOSTA PELO GROUND SHOCK.....	11
2.5. GROUND SHOCK INDUZIDO PELO EFEITO DE PRESSÃO	14
2.6. CRITÉRIO PARA AVALIAÇÃO DE VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS.....	18
2.6.1.FREQUÊNCIA PRINCIPAL OU NATURAL DA ESTRUTURA	18
2.6.2.NORMA ALEMÃ (DIN 4150).....	19
2.6.3.BRITISH STANDARD (BS 5228, 2009).....	20
2.6.4.NORMA ITALIANA (UNI 9916, 2004).....	21
2.6.5.NORMA PORTUGUESA (NP 2074,2015)	23
2.6.6.NORMA SUÍÇA (SN 640312,1992).....	25
2.7. REQUISITO DE LIMITAÇÃO DE DANOS	26
2.8. CRITÉRIOS DE SENSIBILIDADE HUMANA	26
2.8.1.VALORES SATISFATÓRIOS DE VIBRAÇÃO EM RELAÇÃO À PERCEÇÃO HUMANA	28
2.8.2.PERCEÇÃO HUMANA ÀS VIBRAÇÕES	29

3.INFLUÊNCIA DA GEOLOGIA NA PROPAGAÇÃO DO GROUND SHOCK.....

3.1. COMPORTAMENTO GEOLÓGICO IMPOSTO PELAS VIBRAÇÕES	33
3.1.1.IMPULSOS ATIVOS E PASSIVOS SOB CONDIÇÕES SÍSMICAS.....	34
3.1.2.COEFICIENTE DE IMPULSO.....	36
3.1.3.SUSCETIBILIDADE DE MACIÇOS DE AREIA Á LIQUEFAÇÃO	38
3.1.4.SOBRECONSOLIDAÇÃO DOS MACIÇOS	41
3.2. LOCALIZAÇÃO E ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO	42

4.AVALIAÇÃO PRÉVIA.....

4.1. INTRODUÇÃO	45
------------------------------	-----------

4.2. SENSIBILIDADE DOS EDIFÍCIOS RECETORES	45
4.2.1. ESCOLHA DE EDIFÍCIO PARA ESTUDO DE CASO.....	46
4.2.2. CRITÉRIOS DE REGULARIDADE EM PLANTA	48
4.2.3. LEVANTAMENTO DE PATOLOGIAS	50
4.3. DETERMINAÇÃO DE FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DE VIBRAÇÃO	51
4.3.1. EQUIPAMENTO	51
4.3.2. PROCESSAMENTO DOS REGISTOS	53
4.3.3. MÉTODO 1- VIEWWAVE (T. KASHIMA, IISEE, BRI, VERSÃO 1.51)	53
4.3.4. MÉTODO 2- EXCEL (MICROSOFT, 2003) DO WINDOWS.....	54
4.3.5. MÉTODO 3: STRONG MOTION ANALYST (VERSÃO 2.7, KINEMATRICS, INC)	56
4.3.6. MÉTODO 4: SCILAB (VERSÃO 5.2.2)	57
4.3.7. FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO (MÉTODO ANALÍTICO)	58
4.4. ORIENTAÇÃO PELAS EQUAÇÕES DE PROPAGAÇÃO DE VIBRAÇÕES	59
4.4.1. PREVISÃO DOS VALORES MÁXIMOS DE PPV	59
4.4.2. PREVISÃO DOS VALORES DE PRESSÃO (P_{s0})	63
4.4.3. PREDIÇÃO DOS VALORES DE IMPULSO GERADO PELO EFEITO DE SOPRO (Is).....	65
4.4.4. PREVISÃO DOS VALORES DE PPV INDUZIDOS PELA SOBREPRESSÃO	67
4.4.5. CONCLUSÕES.....	69

5. MEDIÇÃO, ENSAIOS E PROCESSAMENTO DE RESULTADOS..... 71

5.1. MEDIÇÕES EFETUADAS	71
5.1.1. VELOCIDADES DE PICO DE PARTÍCULA	71
5.1.2. DESLOCAMENTOS.....	72
5.1.3. ACELERAÇÃO REGISTADA NO SISTEMA ESTRUTURAL EM ESTUDO	72

5.2. DIMINUIÇÃO DA FREQUÊNCIA NATURAL	74
5.3. ACELEROGRAMAS SIMULADOS	75
5.3.1. RELAÇÃO DE ACELEROGRAMAS COM VELOCIDADE DE PICO DE PARTÍCULA.....	75
5.3.2. RELAÇÃO DOS ACELEROGRAMAS COM MASSA DE EXPLOSIVO DETONADA	76
5.3.3. ESTADO DE LIMITAÇÃO DE DANOS	77
 6.AVALIAÇÃO DE RESULTADOS E CONCLUSÕES	81
6.1. APRECIÇÃO GLOBAL DO TRABALHO	81
6.2. CONCLUSÕES	81
6.2.1. ESTRATÉGIAS DE CONTROLO E RETROANÁLISE	81
6.2.2. PERSPETIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	82
 7.BIBLIOGRAFIA	83

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2-1 - Propagação de Ondas geradas pelo ground shock, adaptado de TERROCK, Consulting Engineers.	7
Fig. 2-2 - Esquema ilustrativo da forma de propagação das ondas sísmicas, adaptado de TERROCK, Consulting Engineers.....	8
Fig. 2-3 - Procedimento de análise para determinação do índice de danos e letalidade imposta pelo ground shock, adaptado de AASTP-4 Primeira Edição	9
Fig. 2-4 - Esquema do efeito de pressão, gerado pela onda de sopro ao longo do tempo, adaptado de [2].....	17
Fig. 3-1 - Sismogramas de uma réplica ($M = 4.1$) do sismo de Loma Prieta, interpretação em diferentes litologias (J. Alveirinho Dias, elementos de apoio).....	33
Fig. 3-2 - Viaduto da Autoestrada Nimitz, colapso provocado pelo sismo, 21 Out 1989, $M=7.1$ (J. Alveirinho Dias, elementos de apoio).....	33
Fig. 3-3 - Efeito da litologia do terreno de fundação, nas velocidades de vibração (Jimero et. al. 1995 in Paneiro 2006)	34
Fig. 3-4 - Cunhas de terras em estado ativo sob condições estáticas (adaptado de Fernandes, Manuel).....	36
Fig. 3-5 - Cunhas de terras em estado ativo sob condições sísmicas. (adaptado de Fernandes, Manuel).....	36
Fig. 3-6 - Métodos simplificados para avaliação de tensões de corte induzidas por um sismo (adaptado pelo autor de Seed & Idriss, 1971); a) Evolução em profundidade das tensões de corte em planos horizontais para as hipóteses de corpo rígido indeformável; b) Evolução típica em profundidade do coeficiente r_d	40
Fig. 3-7 - Mapa geológico da região da AML com os limites dos concelhos e esquema das correspondentes folhas da Carta Geológica, (adaptado da Carta Geológica de Portugal à escala 1:500 000, 1992) Fonte: Comunicações Geológicas versão impressa ISSN 1647-581X	43
Fig. 3-8 - Adaptado de GEOTIC – Sociedade Geológica de Portugal Enquadramento geológico, em VIII Congresso Nacional de Geologia	44
Fig. 4-1 - Simplificação de modelo estrutural para análise de efeitos de vibrações impulsivas (Department of the Army 1999).....	46
Fig. 4-2 - Localização e identificação de edifícios recetores do Ground Shock, (sem escala) ..	48
Fig. 4-3 - Alçado do sistema estrutural em análise (sem escala)	49

Fig. 4-4 - Planta de patamar “cinta de piso” (sem escala)	49
Fig. 4-5 - Planta de laje de piso (sem escala).....	49
Fig. 4-6 - Destacamento do betão pelo efeito dos cloretos (lixiviação), efeito na laje	51
Fig. 4-7 - Corrosão das armaduras por carbonatação/ efeito de canto	51
Fig. 4-8 - Reparação do betão após exposição da armadura.....	51
Fig. 4-9 - Acelerómetro Triaxial modelo ETNA, da marca Kinematics (Fonte: Autor)	52
Fig. 4-10 - Software QuikTalk TM no processamento de ensaios (Fonte: Autor).....	52
Fig. 4-11 - 1º Modo de Vibração	59
Fig. 4-12 - 2º Modo de vibração	59
Fig. 4-13 - 3º Modo de Vibração	59

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1 - Valores de atenuação geológica, A e m para Geologia Simples, câmaras de rácio 1:2 Altura-Comprimento (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)	12
Tabela 2-2 - Valores de atenuação geológica, A e m para Geologia Simples, câmaras de rácio 1:4 Altura-Comprimento (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)	12
Tabela 2-3 - Valores de atenuação geológica, A e m para Geologia Média, câmaras de rácio 1:2 Altura-Comprimento (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)	12
Tabela 2-4 - Valores de atenuação geológica, A e m para Geologia Média, câmaras de rácio 1:4 Altura-Comprimento (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)	13
Tabela 2-5 – Sumário dos valores iniciais. B e coeficiente de atenuação para frequências naturais de vibração (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)	13
Tabela 2-6- Parâmetros de indução pela onda de sopro (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)	14
Tabela 2-7- Parâmetros geológicos e sísmicos de solos (Fonte: AASTP-1, 1ª edição).....	16
Tabela 2-8- Parâmetros de pressão de pico [Mpa] (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)	16
Tabela 2-9- Parâmetros de impulso [Mpa-ms/Kg ^{1/3}] (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)	16
Tabela 2-10 – Classificação do índice de danos (Fonte: AASTP-4).....	18
Tabela 2-11 - Valores de limite de velocidade de vibração de partícula, traduzidos na norma DIN 4150 (Bacci et. al, 2003a, adaptado de Berta, 1985, in Bacci 2000)	20
Tabela 2-12- Valores de Velocidade de Pico de Partícula para danos cosméticos vibrações transientes (Fonte:BS 5228-2)	21
Tabela 2-13- Intervalo de frequências características de algumas fontes de vibrações (UNI 9916, 2004)	23
Tabela 2-14- Valores limite recomendados para a velocidade de vibração (de pico), em mm/s (Fonte: NP 2074:2015)	24
Tabela 2-15- Valores de Velocidade de Máxima de Vibração da Partícula, para vibrações ocasionais (Fonte: Bacci,200, adaptado de Borla,1993)	26
Tabela 2-16 Valores máximos de magnitudes de vibração, com ligação a queixas pela perceção humana até três eventos por dia (Fonte: Standards, British 6472-2)	29

Tabela 2-17- Guia de perturbações para níveis de vibração (Fonte: Standards, British 5228-2)	31
Tabela 3-1 Classificação dos solos argilosos quanto ao grau de sobreconsolidação (Adaptado de Fernandes, 2011)	42
Tabela 4-1 Determinação do cento de massa e verificação dos critérios de regularidade em planta	50
Tabela 4-2 Determinação do centro de rigidez laterais nas direcções x e y	50
Tabela 4-3 Análise modal da estrutura e fatores de participação da massa para a estrutura (Fonte SAP2000)	58
Tabela 5-1- Velocidades de Pico de Partícula de ensaios obtidos nas fundações em [mm/s].	71
Tabela 5-2 - Velocidades de Pico de Partícula de ensaios obtidos nos topos dos sistemas estruturais em [mm/s].	72
Tabela 5-3- Deslocamentos experimentados pela laje de piso da estrutura no ensaio [mm]	72
Tabela 5-4 – Determinação da frequência pós evento necessária para enquadramento no índice de danos.	75
Tabela 5-5 – Relação dos acelerogramas gerados com a Velocidade de Pico de Partícula.	75
Tabela 5-6 – Relação de acelerogramas simulados com as massas de explosivo	76
Tabela 5-7 – Valores de deslocamento entre pisos, para a ação base na componente X (Canal 1).	77
Tabela 5-8 - Valores de deslocamento entre pisos, para a ação base na componente Y (Canal 2).	78

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Maiúsculas latinas

A – fator adimensional para a geologia local

A_V – Aceleração máxima do solo, componente vertical

C_P – Velocidade de propagação sísmica do solo [m/s]

D_V – Afastamento máximo do solo, componente vertical

$E^d, explosivo$ – Energia específica de detonação do explosivo [J/Kg]

E^d, TNT – Energia específica de detonação do TNT [J/Kg]

I_{ae} – Impulso ativo sísmico

I_S – Impulso positivo gerado pela onda de sopro [Pa]

K_a – Coeficiente de impulso ativo

N – Numero de eventos impulsivos de vibração por dia (sempre superior a 3)

P_a – Pressão atmosférica [Pa]

P_{SO} – Pico de sobrepressão gerado [Mpa]

Q - Carga de rebentamento em TNT, equivalente [Kg]

$Q_{TNT,e}$ – Massa de TNT equivalente [Kg]

R -Distância radial, entre a origem das vibrações e o local em consideração [m]

R_{oc} – Grau de sobreconsolidação

T_0 – Temperatura [K]

T - É o tempo de duração dos eventos de impulsivos de vibração

U - Velocidade de impacto da onda de sopro [m/s]

V_v - Velocidade máxima do solo, componente vertical

W - Peso de fatia, amostra de solo ou bloco

W_e - Resultante de peso de cunhas de terras com as forças de inércia

Z - Valor dimensional de intervalo de uso, expressão de "*scale distance*" [m/Kg^{1/3}]

Minúsculas latinas

$a_{m\acute{a}x}$ - Aceleração sísmica horizontal máxima

a_0 - Velocidade do som [m/s]

$f_{P\acute{o}s-evento}^2$ - Frequência Natural, pós-evento do Sistema estrutural [Hz]

$f_{inicial}^2$ - Frequência Natural, inicial do Sistema estrutural [Hz]

g - Aceleração da gravidade

h - Espessura de camada de aterro, bloco ou muro de gravidade; altura entre pisos

l_s - Raio de giração da massa do piso

K_h - Coeficiente de impulso horizontal

K_v - Coeficiente de impulso vertical

m - Fator adimensional de atenuação para pico de velocidade de partícula

r_d - Fator minorativo de tensão de corte associada à aceleração horizontal sísmica para ter em conta a deformação das camadas

ρ - Densidade do ar [Kg/m³]

r_x - Raio de torção

Minúsculas gregas

β - Ângulo de define a superfície de terreno em relação à horizontal

γ – Peso volumico

δ - Ângulo de rotação de massa de terras

θ - Ângulo de define a superfície de deslizamento

λ – Ângulo de paramento estrutural com a vertical

ϕ' – Ângulo de atrito do solo

$(\tau_{max})_r$ – Tensão tangencial ou de corte do solo

σ_{v0} – Tensão total vertical de repouso

τ_{cyc} – Tensão de corte ciclica

σ'_{v0} – Tensão efetiva vertical em repouso

u – Pressão de água nos poros designada de pressão neutra

σ'_p – Tensão efetiva de pré-consolidação

Acrónimos

CSR – Razão de tensões

NEQ - Massa de TNT equivalente [Kg]

PPV - Pico de Velocidade de Partícula [m/s]

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Desde a descoberta da nitroglicerina em 1847, pelo químico italiano Ascanio Sobrero (1812-1888) e desenvolvimento por Alfred Nobel, que patenteou em 1867 a mistura explosiva estabilizada com a adição de uma substância inerte chamada diatomita, mistura essa designada e amplamente conhecida como dinamite [1], que o desenvolvimento de explosivos não tem estagnado até aos nossos dias. A franca capacidade para libertação de energia, sob a forma de pressão, num ínfimo espaço de tempo, transformou esta substâncias como alavanca de desenvolvimento, nas tarefas associadas à engenharia civil, quer no desmonte de rochas, quer em atividades mineiras. No entanto, foi no âmbito militar que este desenvolvimento mereceu especial. Ainda no presente, o desenvolvimento e melhoramento, associados a substâncias explosivas, merecem particular atenção de nações, empresas e as demais entidades associadas à indústria bélica, uma vez que é pela sua utilização que recaem ainda as táticas e estratégias das guerras modernas [2].

É devido à enorme capacidade para libertação de energia e consequente transmissão à matéria envolvente, quer no solo, edificações e mesmo em alvos militares, que os efeitos criados, além da pressão e onda de choque, geram transmissão de vibrações pelos terrenos circundantes das áreas onde foram detonadas massas de matérias explosivas, efeito denominado por *ground shock* [2]. Em teatros de operações militares, a transmissão de vibrações de origem nas pressões geradas, podem ser negligenciadas desde que não inflijam danos nem limitem a capacidade de operação nas próprias forças no terreno. No entanto, é pela utilização civil que o efeito tem sido considerado nos últimos anos, nomeadamente, os efeitos nas edificações que estão próximas de atividades com uso de explosivos, quer estas sejam esporádicas pela abertura de tuneis, consolidação de terrenos entre outras ou permanentes associadas a atividades de extração mineira por exemplo. É amplamente conhecido que os efeitos causados pelo uso de explosivos não se limitam aos atrás enumerados, sendo suscetíveis de impactes vários, nomeadamente transmissão de pressões pela atmosfera, criação de poeiras e libertação de inúmeras substâncias nocivas, alteração da orografia existente e perturbação dos ecossistemas existentes, apresentando-se todos com impactes ambientais consideráveis [3].

Embora existam, nos dias de hoje alternativas e soluções que permitem a substituição dos explosivos para desmonte de rochas nas atividades de engenharia civil, em muitos casos estes não traduzem a melhor solução custo-benefício e, portanto, não são uma opção válida ao uso corrente de explosivos. A abertura de túneis e desmonte de enormes maciços rochosos recorre ainda ao uso de explosivos a par da utilização para fins militares (excetuando o uso de energia nuclear), uma vez que se apresentam como única forma de obter resultados expressivos quer em termos de eficácia, custo, fiabilidade e economia. Torna-se, assim, de vital importância o melhoramento das técnicas disponíveis no uso de explosivos, para minimização dos efeitos de impacto ambiental causados nas áreas envolventes, otimizando as suas capacidades energéticas de uma forma sustentável.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação tem como objetivo traduzir a influência dos parâmetros associados ao *ground shock*, no comportamento estrutural das edificações envolventes, em áreas onde é frequente o uso de explosivos, através das vibrações e frequências induzidas pela detonação de massas explosivas. O enquadramento do presente trabalho, abrange um tema parcamente desenvolvido em Portugal, é nesta diretriz que procede a um desenvolvimento e consolidação de conhecimento, que poderá servir no futuro como uma base de trabalho ao desenvolvimento a novas investigações. Para o efeito serão considerados, ensaios e observações *in situ*, e a sua interação com os níveis de serviço ou mesmo na capacidade resistente estrutural.

1.3. MOTIVAÇÃO

A realização de detonações de massas explosivas, quer em ambientes de operações militares, quer em operações de construção civil, requer a todos os níveis um conhecimento técnico consolidado e reconhecido, que garante a realização de operações com elevados padrões de segurança, quer de bens quer de pessoas. Por vezes o uso de substâncias explosivas, assume-se como uma das tarefas mais importantes, remetendo para segundo plano a importância dos efeitos causados pelas detonações. É neste sentido que o presente trabalho se insere, percecionando o impacto causado pelas detonações, na propagação dos seus efeitos e sua quantificação, constituindo uma substancial motivação, num tema com tremenda complexidade e pouco desenvolvido. O facto de desenvolver profissionalmente trabalhos nesta área, trouxe motivação acrescida na realização da presente dissertação.

1.4. METODOLOGIA DE INVESTIGAÇÃO

Na realização da presente dissertação, de forma a alcançar as metas e objetivos propostos, foi abordada primeiramente o levantamento bibliográfico e enquadramento teórico sobre o tema, definindo o estado da arte, abordando regulamentos, normas e mesmo artigos de natureza científica, que traduzem atualmente o saber a propósito de:

- (a) Vibrações naturais em edifícios;
- (b) Avaliação da propagação do ground shock, pelos maciços geológicos;
- (c) Caracterização dos critérios de danos estruturais e não estruturais em edifícios.

Numa segunda fase, foi indispensável a escolha de uma estrutura com critérios de rigidez e regularidade em altura, que permitisse, após adequada modelação, comparar resultados numéricos e experimentais. Assim nesta fase procedeu-se ao levantamento prévio das estruturas envolventes na região, suscetíveis de serem perturbadas pelo *ground shock*, incluindo o levantamento de patologias existentes, materiais, secções de elementos estruturais e suas dimensões, para definição do modelo estrutural.

Após o término da segunda fase, procedeu-se aos ensaios para determinação dos parâmetros dinâmicos da estrutura considerada, nomeadamente a obtenção de registos, através de acelerómetro triaxial, dos valores de vibração própria da estrutura. Para o efeito, os ensaios realizaram-se nas fundações e nas lajes mais altas com acessibilidade. Foi no desenvolvimento desta fase que se procedeu à modelação estrutural do edifício escolhido para o estudo de caso (utilizando o programa de cálculo automático SAP2000), e foi calibrado com os valores obtidos *in situ*, pelos valores das amostras recolhidas.

No seguimento destes trabalhos, quase em simultâneo, foi efetuado, de acordo com a bibliografia analisada, uma aproximação da magnitude dos valores expectáveis (em termos de velocidade e acelerações) para o local determinado, relacionando os valores de massa líquida de explosivos e a distância ao ponto de recolha das amostras, criando para todos os cenários possíveis em termos de caracterização geológica a sua propagação. Este procedimento foi determinante e apresentava-se como uma forma de validar e criticar os valores obtidos, após as detonações.

Numa quarta fase foram realizados os ensaios, com várias detonações de massas líquidas de explosivos, recolhendo-se de forma similar ao anteriormente descrito, os valores de acelerações e velocidades que chegam ao edifício em estudo, quer nas fundações, quer nas lajes mais altas com acessibilidade.

No término desta investigação, foram processados todos os valores obtidos, de forma a proporcionar de forma assertiva, uma relação entre as detonações e suas eventuais

implicações nos sistemas estruturais em estudo, quer em termos de danos estruturais ou não estruturais.

A realização desta dissertação, apresentou-se como uma ferramenta importante, gerando cenários (mesmo que de forma simulada), para que no futuro e para edifícios suscetíveis de estarem sob influência do *ground shock*, seja possível a quantificação dos efeitos gerado, no decorrer de eventos de origem impulsiva, nomeadamente detonações.

1.5. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

De modo a atingir os objetivos propostos para a realização desta dissertação, optou-se por dividir a presente dissertação em quatro capítulos:

1.5.1. CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO

Este primeiro e presente capítulo visa, antes de mais, apresentar a primeira abordagem e considerações gerais sobre o tema, nomeadamente os seus objetivos, a motivação, a metodologia de investigação e a estrutura da dissertação.

1.5.2. CAPÍTULO 2 ENQUADRAMENTO TEÓRICO

Este capítulo visa apresentar, de forma simplificada, os mecanismos de comportamento e propagação de efeitos, de origem em fenómenos impulsivos, explicando, em estreita relação com a bibliografia existente, os critérios de avaliação e responsabilização de danos em edifícios, nomeadamente através de regulamentos e normativos internacionais em vigor.

1.5.3. CAPÍTULO 3 INFLUÊNCIA DA GEOLOGIA NA PROPAGAÇÃO DO GROUND SHOCK

O objetivo deste capítulo é enquadrar as teorias que permitem explicar o comportamento mecânico dos maciços geológicos, de forma a perceber e estabelecer relações pelos mecanismos de propagação, transmitidos pelo *ground shock*, após eventos impulsivos. Neste capítulo é efetuada através de revisão da bibliografia uma previsão da magnitude dos eventos impulsivos, sendo posteriormente comparados, experimentalmente com os ensaios efetuados.

1.5.4. CAPÍTULO 4 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DINÂMICOS DAS ESTRUTURAS

Neste capítulo traduz-se a caracterização dos parâmetros estruturais e dinâmicos do edifício em estudo, quer em termos de rigidez e frequências próprias de vibração traduzindo aspetos estruturais determinantes para a compreensão da interação dinâmica das variáveis em estudo, além da calibração do modelo definido para o estudo de caso.

1.5.5. CAPÍTULO 5 MEDIÇÃO, ENSAIOS E PROCESSAMENTO DE RESULTADOS

Neste capítulo é efetuada a explicitação dos resultados obtidos nos ensaios recolhidos, nos eventos impulsivos criados pela detonação de massas de explosivos, nomeadamente acelerações, velocidades e deslocamentos.

1.5.6. CAPÍTULO 6 AVALIAÇÃO DE RESULTADOS E CONCLUSÕES

Aqui é apresentada uma análise crítica dos resultados da influência dos parâmetros associados ao *ground shock*, analisando os resultados experimentais obtidos em coerência com os artigos científicos e restante bibliografia existente.

2. ENQUADRAMENTO TEÓRICO

2.1. ORIGEM DAS VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS

De acordo com [4], quando uma massa de explosivo é detonada, seja num orifício ou em locais à superfície e desprovidos de qualquer proteção, os maciços rochosos envolventes ou mesmo as massas de matéria próximas, são fraturadas e alteradas de forma permanente. Esta libertação súbita de energia, a certa distância da zona de explosão, somente interfere no meio envolvente através de deslocamentos e clivagem de solo, continuando a sua propagação pelos maciços existentes com efeitos de vibração induzida no solo, esta energia reduz-se de intensidade e efeitos com a distância ao local onde é gerada.

A energia transmitida pelo *ground shock*, atinge, a curtas distâncias, níveis de vibrações suficientemente capazes de gerar danos estruturais em edificações, que podem ser desde a perturbação dos seus habitantes até ao limite da resistência estrutural, e o colapso da estrutura.

Esta energia é transmitida sob a forma de ondas sísmicas, que é facilmente compreensível e entendida, por semelhança a uma pedra largada numa superfície de água, com formação de vibrações equidistantes (as vibrações equidistantes não acontecem nos meios de propagação devido à heterogeneidade dos seus maciços geológicos) ao ponto de impacto com a água pela pedra. Conforme já referido, a amplitude e intensidade das ondas diminui com a distância à semelhança da perturbação da massa de água, Fig. 2-1, até ser praticamente impercetível [4].

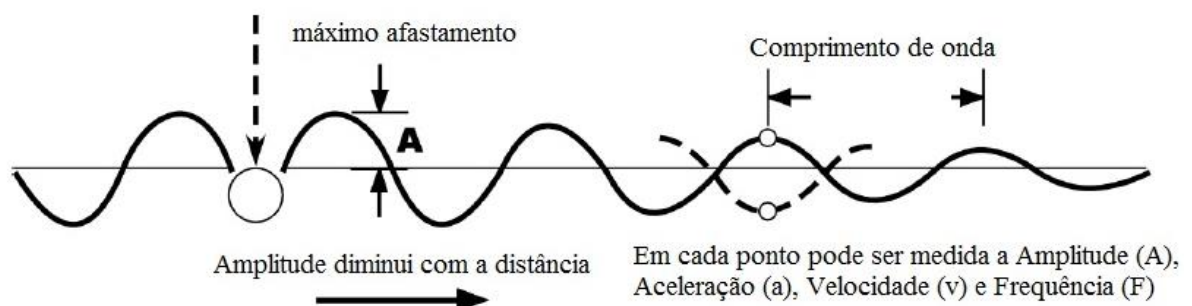


Fig. 2-1 - Propagação de Ondas geradas pelo ground shock, adaptado de TERROCK, Consulting Engineers.

2.2. TIPOS DE ONDAS SÍSMICAS

Uma vez que a transmissão de energia é feita por ondas sísmicas, através da vibração do solo, estas podem ser caracterizadas como eventos sísmicos de alguma complexidade dado à heterogeneidade geológica e geotécnica do solo, que percorrem, são fatores que influenciam o seu comportamento característico, quer reduzindo, atenuando ou mesmo distorcendo este. Sucintamente, estas ondas podem ser caracterizadas como sendo de três tipos:

- (a) Ondas de Compressão ou primárias, designadas de ondas P;
- (b) Ondas de Corte ou secundárias, designadas de ondas S:
- (c) Ondas de Rayleigh, designadas de ondas R.

As ondas de compressão ou P, são, de todas, as que viajam mais rapidamente através do solo. Estas ondas têm a propriedade de se fazerem deslocar radialmente ao foco de libertação de energia. Já as ondas de corte ou S, perfazem 50-60 % da velocidade das ondas P e deslocam-se no sentido transversal ao sentido da propagação. As ondas de Rayleigh ou R são ondas de propagação superficial, perdem rapidamente energia com a profundidade, e se propagam de uma forma mais lenta que as acima consideradas. Esta propagação da onda de Rayleigh ou R faz-se sob a forma de movimentos elípticos, verticais ao plano da propagação. Para melhor percepção do enunciado, a Fig. 2-2 traduz em 3 dimensões as diversas formas de transmissão das ondas sísmicas [4].

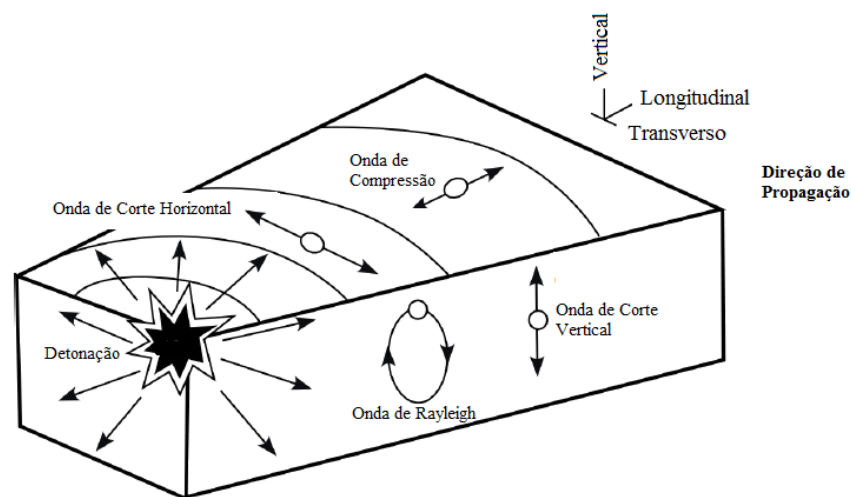


Fig. 2-2 - Esquema ilustrativo da forma de propagação das ondas sísmicas, adaptado de TERROCK, Consulting Engineers

Torna-se assim possível através da análise das várias formas de propagação das ondas sísmicas, através de equipamentos de medição específicos, como acelerômetros triaxiais (descriminados mais a frente), adquirir valores de parâmetros físicos nomeadamente acelerações, velocidades e deslocamentos associados a essa energia de propagação sob a forma de ondas, conseguindo assim estudar o impacto provocado por essas vibrações nos locais considerados.

2.3. SOLICITAÇÕES DINÂMICAS IMPOSTAS PELO GROUND SHOCK

Para quantificação da análise de risco, tendo por base o *ground shock*, resultante de uma explosão súbita de um local de armazenamento de explosivos e munições, deve ser seguida a metodologia proposta no *manual on explosives safety risk analysis* [5], tendo em consideração todos os fatores que afetam a sua propagação e assumindo os parâmetros que afetam significativamente a resposta dos sistemas estruturais dos edifícios. A Fig. 2-3 representa a esquematização da metodologia, para quantificação de danos nos edifícios proporcionados por eventos induzidos pelo *ground shock* [5].

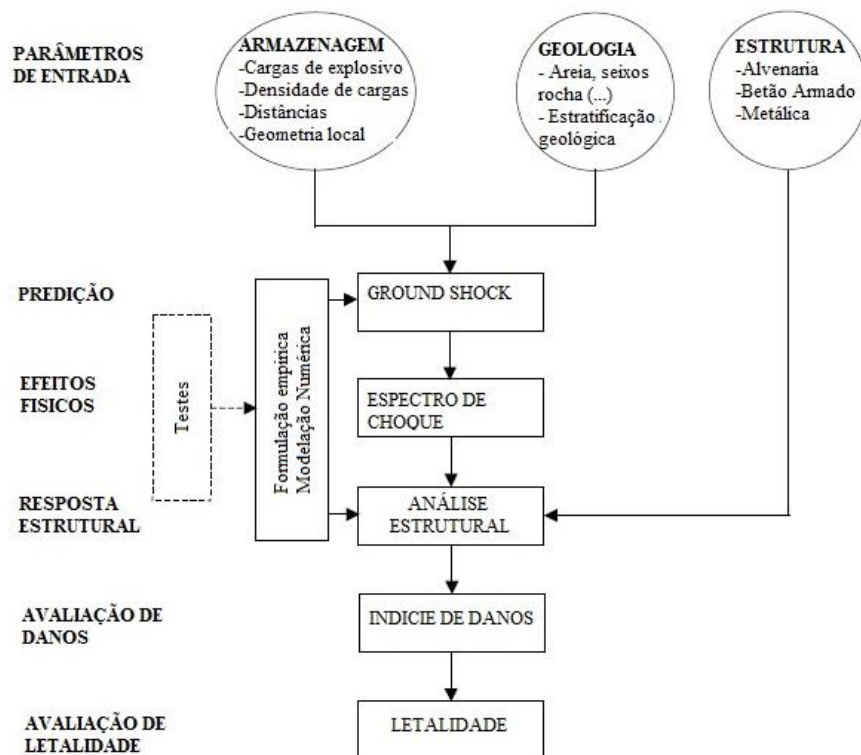


Fig. 2-3 - Procedimento de análise para determinação do índice de danos e letalidade imposta pelo ground shock, adaptado de AASTP-4 Primeira Edição

Conforme designado anteriormente, o *ground shock* é o movimento resultante da energia libertada durante uma explosão ou vibração impulsiva gerada mecanicamente, que se propaga pelo solo. Existem duas formas de transmissão de energia pelo *ground shock*, sendo designadas por:

- (a) Indução Direta (DI- Direct Induced Ground Shock) - Compreende a transmissão de energia diretamente gerada pelo evento da detonação induzido pela criação de crateras ou poços na terra se for o caso de cravação de estacas de fundações. Este tipo de indução direta gera ondas sísmicas usualmente sinusoidais, sendo a sua intensidade a curtas distâncias, praticamente maior na componente horizontal, isto é, nas ondas de compressão ou P.
- (b) Indução por Pressão (AI- Airblast Induced Ground Shock) - Compreende a transmissão de energia pela onda de sopro, gerado pelos eventos. Esta transmissão de impulso tem na sua origem a pressão efetuada na superfície do solo, atingindo magnitudes consideráveis, durante a duração desses impulsos. A magnitude atinge o seu valor máximo na superfície do solo e vai perdendo intensidade pelo desenvolvimento em profundidade, existindo ainda atenuações devidas a descontinuidades ou heterogeneidades geológicas como, por exemplo, níveis freáticos elevados, estratificações geológicas ou galerias subterrâneas. No entanto, a camada decisiva para consideração deste efeito é camada adjacente do solo, uma vez que é nesta camada que transfere a onda de sopro para o movimento das partículas do solo.

Os dois tipos de efeitos de indução, são independentes um do outro, mas a caracterização destes efeitos, traduz-se na monitorização de parâmetros físicos nomeadamente, afastamentos, velocidades e acelerações, induzidas às partículas do solo pelas vibrações do solo. Estas intensidades dependem fundamentalmente do tempo de chegada ao ponto considerado e do tipo de onda. Na periferia da zona de libertação de energia, ou local de detonação, a velocidade da onda de sopro é significativamente mais alta que a velocidade da onda sísmica transmitida pelo solo. Dentro desta zona, designada de “zona super sísmica”, a onda de sopro (AI-*Ground Shock*) atinge o local considerado antes da chegada da onda sísmica induzida diretamente (DI-*Ground Shock*).

A classificação e caracterização geológica do local é um dos fatores capazes de influenciar os parâmetros físicos, pela propagação de ondas, de acordo com [2]. Esta classificação pode ser feita de uma forma muito simples, quando não são conhecidos valores representativos dos estratos em estudo, nomeadamente densidades de solo, velocidades de propagação de ondas sísmicas ou peso específicos do solo, caracterizando-os em duas categorias:

- (a) Simples Geologia- que se define como a existência de uma geologia homogênea, portanto sem estratificação.

- (b) Media Geologia- Contempla a existência de estratificação geológica de espessuras consideráveis (maiores que 5 metros de camada).

2.4. INDUÇÃO DIRETA IMPOSTA PELO GROUND SHOCK

A determinação dos efeitos gerados pelo DI-Ground Shock traduzem-se como uma forma de caracterização de danos em estruturas. A sua obtenção é um desígnio fundamental, para que seja analisada a resposta estrutural imposta pelas solicitações dinâmicas de origem impulsivas. De entre muitas metodologias existentes que caracterizam esta abordagem de resposta estrutural existe um padrão que se traduz pela obtenção, no local considerado, de um Pico de Velocidade de Partícula, que é diretamente influenciado pela magnitude e intensidade transportadas pelas ondas sísmicas. Estes parâmetros são as acelerações, velocidade e deslocamentos, nas suas componentes verticais e horizontais de propagação. Para a consideração de tais efeitos, podem ser obtidos valores capazes de aproximar os resultados expectáveis para solicitações impulsivas conhecidas.

De acordo com [2], essas aproximações podem ser obtidas por equações e tidas para efeitos de dimensionamento, para edificações subterrâneas de armazenagem de explosivos e munições, com câmaras de entrada, uma vez que os efeitos de transmissão ao solo, pela detonação são praticamente de origem direta.

$$PPV = A \times \left[\frac{R}{NEQ^{\frac{1}{3}}} \right]^{-m} \quad (1)$$

em que

- PPV-Pico de Velocidade de Partícula [m/s];
- NEQ-Massa de TNT equivalente [Kg] ;
- R-Distância radial, entre a origem das vibrações e o local em consideração[m].
- m-Fator adimensional de atenuação para pico de velocidade de partícula;
- A-fator adimensional para a geologia local.

Apresentam-se os valores associados a densidades de carregamento entre 5 e 50 devido a fatores de atenuação pelo efeito da geologia existente e da frequência própria das estruturas.

Tabela 2-1 - Valores de atenuação geológica, A e m para Geologia Simples, câmaras de rácio 1:2 Altura-Comprimento (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)

Geologia local	Densidade de carregamento, Kg/m³				
	A				m
	5	10	20	50	
Rocha Pouco Alterada	0.79	1.08	1.35	1.52	1.23
Rocha Moderadamente Alterada	1.00	1.19	1.40	1.62	1.56
Rocha Muito Alterada	1.00	1.30	1.55	1.82	1.90

Tabela 2-2 - Valores de atenuação geológica, A e m para Geologia Simples, câmaras de rácio 1:4 Altura-Comprimento (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)

Geologia local	Densidade de carregamento, Kg/m³				
	A				m
	5	10	20	50	
Rocha Pouco Alterada	0.56	0.75	1.08	1.20	1.23
Rocha Moderadamente Alterada	0.78	1.00	1.23	1.49	1.56
Rocha Muito Alterada	0.78	1.01	1.39	1.64	1.90

Tabela 2-3 - Valores de atenuação geológica, A e m para Geologia Média, câmaras de rácio 1:2 Altura-Comprimento (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)

Geologia local	Densidade de carregamento, Kg/m³				m
	A				
	5	10	20	50	
Rocha Pouco Alterada	1.14	1.38	1.54	1.77	1.71
Rocha Moderadamente Alterada	1.41	1.69	2.01	2.37	2.01

Geologia local	Densidade de carregamento, Kg/m³				
	A				m
	5	10	20	50	
Rocha Muito Alterada	1.89	2.32	2.60	2.96	2.34

Tabela 2-4 - Valores de atenuação geológica, A e m para Geologia Média, câmaras de rácio 1:4 Altura-Comprimento (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)

Geologia local	Densidade de carregamento, Kg/m³				
	A				m
	5	10	20	50	
Rocha Pouco Alterada	1.08	1.29	1.45	1.70	1.71
Rocha Moderadamente Alterada	1.20	1.62	1.85	2.13	2.01
Rocha Muito Alterada	1.78	2.10	2.47	2.77	2.34

Tabela 2-5 – Sumário dos valores iniciais. B e coeficiente de atenuação para frequências naturais de vibração (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)

Geologia e tipo de câmara	Densidade de carregamento, Kg/m³				
	B, [Hz]				n
	5	10	20	50	
Valores de atenuação geológica, B e n para Geologia Simples					
Câmaras de rácio 1:2 (H x L)	85	76	72	65	0.84
Câmaras de rácio 1:4 (H x L)	96	86	79	73	0.84
Valores de atenuação geológica, B e n para Geologia Média					
Câmaras de rácio 1:2 e 1:4 (H x L)	64	61	51	45	0.67

2.5. GROUND SHOCK INDUZIDO PELO EFEITO DE PRESSÃO

Os parâmetros físicos gerados pela onda de sopro, nomeadamente os picos de pressão, afastamentos, velocidades e acelerações, podem ser determinados de uma forma empírica e sem interferência dos efeitos induzidos diretamente, considerando a homogeneidade orográfica e geológica, efeitos estes considerados nas suas duas componentes, vertical e horizontal, na Tabela 2-6.

Tabela 2-6- Parâmetros de indução pela onda de sopro (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)

Equações para determinação dos efeitos induzidos pela onda de sopro			
Direção	Afastamento máx. D [m]	Velocidade máx. V [m/s]	Aceleração máx. A [g]
Vertical	$D_v = \frac{I_s}{C_p \times \rho}$	$V_v = \frac{P_{so}}{C_p \times \rho}$	$A_v = \frac{122 \times P_{so}}{C_p \times \rho}$
Horizontal	$D_h = D_v \times F1$	$V_h = V_v \times F1$	$A_h = A_v \times F1$
$F1 = \tan \left[\sin^{-1} \left(\frac{C_p}{U} \right) \right]$			

em que

- D_v -Afastamento máximo do solo, componente vertical;
- V_v -Velocidade máxima do solo, componente vertical;
- A_v -Aceleração máxima do solo, componente vertical;
- I_s -Impulso positivo gerado pela onda de sopro [Pa];
- C_p – Velocidade de propagação sísmica do solo [m/s];
- P_{so} -Pico de sobrepressão gerado [Mpa];
- ρ -Densidade do ar [Kg/m³];
- U -Velocidade de impacto da onda de sopro [m/s].

Para determinação do parâmetro da velocidade de impacto da onda de sopro, usamos a fórmula desenvolvida por Rankine-Hugoniot, uma vez que a propagação se desenvolve afastando-se do local onde ocorreu o evento de detonação, sendo a sua determinação em função de uma escala distância, sendo portanto, baseada no princípio de conservação da massa, energia e momento, designada pela equação 2;

$$U = a_0 \left[1 + \frac{6 \times P_{so}}{7 \times P_a} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

em que

- a_0 -Velocidade do som [m/s];
- P_a -Pressão atmosférica [Pa].

Para melhor se compreender os critérios de libertação de energia, uma vez que podem ser utilizados vários tipos de explosivos, torna-se necessário a conversão para uma unidade equivalente, como o TNT_{,equivalente}, determinado pela equação 3 de conversão:

$$Q_{TNT,e} = \left[\frac{E^d, explosivo}{E^d, TNT} \right] \times Q_{Explosivo} \quad (3)$$

em que

- $Q_{TNT,e}$ - Massa de TNT equivalente [Kg];
- $Q_{Explosivo}$ - Massa de explosivo a ser convertido para TNT,equivalente [Kg];
- E^d, TNT - Energia específica de detonação do TNT [J/Kg];
- $E^d, explosivo$ - Energia específica de detonação do explosivo [J/Kg].

Para o uso da formulação descrita, uma vez que são de origem experimental, é necessário enquadrar as grandezas, numa escala que seja possível e aceitável a gama de resultados expectável, pelas expressão:

$$Z = \frac{R}{Q^{\frac{1}{3}}} \quad (4)$$

em que

- Z- Valor adimensional de intervalo de uso de expressão "scale distance" [m/Kg^{1/3}];
- R- Distância entre o local de detonação e local caracterizado [m];
- Q- Carga de rebentamento em TNT,equivalente [Kg].

Tabela 2-7- Parâmetros geológicos e sísmicos de solos (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)

Nº	Tipo de Solo	Densidade	Velocidade de Propagação Sísmica
		ρ	(PPV)
		$[Kg/m^3]$	$[m/s]$
1	Solo	1520	460
2	Solo saturado	2000	1520
3	Rocha	2560	4000

Para um rápido enquadramento, e formulação dos parâmetros da Tabela 2-6, apresentam-se a seguir valores de três tipos de enquadramento geológico do solo, quer em termos de parâmetros geológicos quer em termos de intervalos de aplicação relativos a picos de pressão e impulso conforme Tabela 2-8 e Tabela 2-9.

Tabela 2-8- Parâmetros de pressão de pico [Mpa] (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)

Intervalo	Função
$0,50 \leq Z < 0,75$	$P_{SO} = 1,313137 \times Z^{(-1,910441)}$
$0,75 \leq Z < 3,50$	$P_{SO} = 1,330026 \times Z^{(-2,218832)}$
$3,50 \leq Z < 8,50$	$P_{SO} = 0,724571 \times Z^{(-1,726565)}$
$8,50 \leq Z < 30,00$	$P_{SO} = 0,293592 \times Z^{(-1,295654)}$

Tabela 2-9- Parâmetros de impulso [Mpa-ms/Kg^{1/3}] (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)

Intervalo	Função
$0,50 \leq Z < 1,00$	$I_S = -(41,2564 \times Z^5) + (144,608 \times Z^4) - (198,8880 \times Z^3) + (134,238 \times Z^2) - (44,3554 \times Z) + 5,8956$
$1,00 \leq Z < 30,0$	$I_S = -0,254674 \times Z^{(-0,915606)}$

A obtenção dos parâmetros físicos associados ao Al-Ground Shock, apenas compreende a sua utilização na fase positiva da pressão, oriunda da libertação de energia pela detonação, uma vez que é essa intensidade, em magnitudes consideráveis, que é responsável pela transmissão ao solo dos efeitos das ondas sísmicas. A compreensão deste evento na sua interação com o efeito nas estruturas é realizada através do pico de sobrepressão gerado (P_{SO}), em função do tempo e das distâncias consideradas.

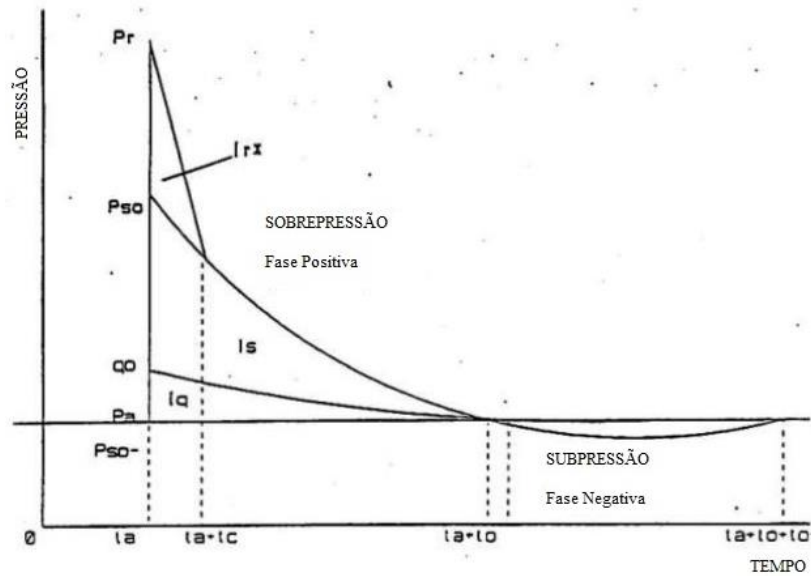


Fig. 2-4 - Esquema do efeito de pressão, gerado pela onda de sopro ao longo do tempo, adaptado de (Fonte: AASTP-1, 1ª edição)

Considerando somente para estudo o desenvolvimento de pressão gerado, pela fase positiva da onda de sopro, este decorre durante o tempo de duração da fase positiva, designando T_0 [s], onde I_S é o pico de impulso positivo local.

$$T_0 = \left[\frac{2 \times I_S}{P_{s0}} \right] \quad (5)$$

onde

$$I_S = i_s \times NEQ^{\frac{1}{3}} \quad (6)$$

em que

- I_S - Impulso positivo gerado pela onda de sopro [Pa];
- T_0 - Temperatura [K].

2.6. CRITÉRIO PARA AVALIAÇÃO DE VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS

2.6.1. FREQUÊNCIA PRINCIPAL OU NATURAL DA ESTRUTURA

A interferência das vibrações impulsivas, também pode ser observada, pela redução da frequência própria da estrutura em causa, imposta pela intensidade e magnitude das ondas sísmicas, através do PPV [5]. Esta perturbação pode ser caracterizada segundo o *manual of nato safety principles for the storage of military ammunition and explosives*, com um índice de danos- DI, determinado através da expressão:

$$DI = 1 - \frac{f_{\text{Pós-evento}}^2}{f_{\text{Inicial}}^2} \quad (7)$$

em que

- f_{Inicial}^2 - Frequência Natural, inicial do Sistema estrutural [Hz];
- $f_{\text{Pós-evento}}^2$ - Frequência Natural, pós-evento do Sistema estrutural [Hz].

Tabela 2-10 – Classificação do índice de danos (Fonte: AASTP-4)

Danos	Índice de danos ID	Descrição dos danos	Estado do edifício
Menor	<0.4	Pequenas aberturas de fendas no betão. Betão armado mantem a sua capacidade resistente dentro do limite elástico. Rigidez global reduzida entre 20-40%.	Fácilmente reparável
Moderado	0.4 – 0.6	Abertura de pequenas fendas em elementos estruturais. Rigidez global reduzida entre 40-60%.	Reparável
Severo	0.6 – 0.9	Abertura de grandes fendas, formação de rotulas plásticas em elementos estruturais. Rigidez global reduzida entre 60-100%.	Não reparável
Colapso	>0.9	Colapso, perda completa da rigidez.	Perda total

2.6.2. NORMA ALEMÃ (DIN 4150)

Segundo [6] o padrão alemão baseia-se na frequência fisicamente dominante, sendo esta a norma padrão e com aceitabilidade em toda a Europa, tendo servido ainda como base de desenvolvimento ou relacionando-se com normas transpostas em outros países, inclusive Portugal na NP 2074. Antes dos anos 80, existiam duas normas distintas na Alemanha, até então dividida. Na parte oriental da Alemanha a recomendação na altura em vigor, apontava dois parâmetros que traduziam o balizamento dos efeitos das vibrações, através de:

- (a) A tipologia estrutural do edifício submetido aos efeitos da vibração, subdividida em quatro classes distintas;
- (b) A frequência característica do fenómeno vibratório.

Na Alemanha Ocidental, admitiam-se diferentes frequências em função da tipologia estrutural do edifício, tomando como referência apenas a componente vertical da velocidade de vibração da partícula (V_p).

Após a reunificação alemã em 1989, a Norma DIN 4150 (1986), foi adotada como a norma em uso pela então Alemanha, tendo sido alvo de regulares atualizações desde então. Esta norma compila os parâmetros relativos aos valores limites de velocidade de vibração de partícula em (mm/s), enquadrando estes valores com o tipo de sistema estrutural existente, considerando para tal o intervalo de frequência dominante (Hz) destes sistemas, para os quais se traduzem estarem fora do risco de danos. As classes de edifícios preconizados nesta norma são:

- (a) Edifícios estruturais;
- (b) Habitações;
- (c) Monumentos e construções delicadas.

As frequências são analisadas em três intervalos, isto é, valores menores que 10Hz, valores entre 10-50Hz e valores entre 50-100Hz, balizando em todos eles a classe estrutural do edifício em estudo. A norma prevê que, para frequências acima de 100Hz, a estrutura suporta níveis altos de vibração. Os valores de velocidade de vibração de partícula definidos variam de 3mm/s, no caso de monumentos e construções delicadas com frequência inferior a 10Hz, até 50mm/s, no caso de estruturas industriais com frequência entre 50 -100Hz. A norma preconiza ainda o valor máximo da velocidade de vibração de partícula, no sistema estrutural na sua cota mais elevada, independentemente da sua frequência, que permite em casos pontuais ter mais um fator de observação e comparação, de modo a incorporar a influência no seu comportamento em altura [6].

Tabela 2-11 - Valores de limite de velocidade de vibração de partícula, traduzidos na norma DIN 4150 (Bacci et. al, 2003a, adaptado de Berta, 1985, in Bacci 2000)

Tipos de estrutura	Fundação			Andar mais alto do edifício
	Frequência (Hz)			
	< 10	10-50	50-100	Qualquer frequência
Industrial	20 mm/s	20-40 mm/s	40-50 mm/s	40 mm/s
Habitações	5 mm/s	5-15 mm/s	15-20 mm/s	15 mm/s
Edifícios particularmente delicados	3 mm/s	3-8 mm/s	8-10 mm/s	8 mm/s

2.6.3. BRITISH STANDARD (BS 5228, 2009)

A British Standard foi atualizada em 1 de janeiro de 2009, revogando os normativos em vigor sobre o código de boas práticas para o ruído e controle de vibração na construção e locais abertos. Esta atualização, juntamente com a BS 5228-a, revoga BS 5228-1: 1997, BS 5228-2: 1997, BS 5228-3: 1997, BS 5228-4: 1992 e BS 5228-5: 1997, que são as suas antecedentes. As modificações introduzidas são a subdivisão da norma em duas partes uma relativamente ao ruído e outra relativamente às vibrações parte 1 e parte 2, respetivamente, com atualização das informações relativas aos requisitos legislativos e atualização das informações relativas aos métodos e equipamentos.

Conforme a norma homóloga alemã DIN 4150, a BS 5228, refere entre os parâmetros a medir, uma recomendação para o valor de velocidade de pico de partícula, desde o início até ao final de um evento com fonte impulsiva de vibrações, se o objetivo de estudo se basear na determinação do comportamento dos sistemas estruturais dos edifícios. No entanto, se o objetivo for direcionado para a tolerância humana a essas mesmas vibrações, o parâmetro predefinido são as acelerações, sendo que estas tolerâncias, não sendo parte do âmbito da presente dissertação, traduzem uma magnitude e percepção da quantificação dos valores apresentados no caso de estudo.

A norma BS 7385-2 fornece orientação sobre a medição de vibração, análise de dados e elaboração de relatórios sobre a classificação de edifícios e valores de danos no edifício. Os critérios de limiar de danos apresentados na BS 7385-2 baseiam-se em estudos sistemáticos utilizando uma fonte de vibração cuidadosamente colocada na vizinhança de edifícios, sendo que as ocorrências de eventuais danos surgirão em movimentações do solo, em estruturas onde as frequências baixas predominam. Estes valores fornecem níveis de fiabilidade, dependentes da frequência que são apontados, com risco mínimo de geração de danos [7].

Tabela 2-12- Valores de Velocidade de Pico de Partícula para danos cosméticos vibrações transientes (Fonte:BS 5228-2)

Tipo de edificio	Pico de velocidade de partícula na gama de pico frequência dos edifícios	
	4 a 15 [Hz]	15 e mais [Hz]
Sistemas estruturais de betão armado	50 mm/s até aos 4 Hz e acima	50 mm/s até aos 4 Hz e acima
Edifícios industriais e centros comerciais		
Sistemas estruturais leves ou não reforçados Habitações ou lojas comerciais	15 mm/s aos 4 Hz e aumentando até aos 20 mm/s aos 15 Hz	20 mm/s aos 15 Hz e aumentando até aos 50 mm/s aos 40 Hz

Os limites de vibrações transientes, acima dos quais os danos não estruturais, nomeadamente fendilhação, deformações ou destacamento de elementos construtivos, entre outros ocorrem, são dados na Tabela 2-12 em termos da componente pico de velocidade de partícula mm/s .Para vibrações inferiores a 4 HZ nos sistemas estruturais dos edifícios, ao qual esteja associada uma componente relativamente baixa de PPV, deve ser utilizado um valor de “ajuste” correspondente um deslocamento de 0.6 mm, isto é, um deslocamento de 0.6 mm nestes sistemas estruturais corresponde a 0 mm/s de PPV, não havendo relação com eventuais danos associados a este deslocamento [7] .

2.6.4. NORMA ITALIANA (UNI 9916, 2004)

A Norma Italiana (UNI 9916) trata-se de uma norma revista da existente em 1991, onde foram adicionados, informações e parâmetros de normas de referência para a avaliação dos efeitos de vibrações em edifícios, nomeadamente a DIN 4150 e BS 7385. Esta revisão traduz a forma como as características dos fenómenos vibratórios que podem variar substancialmente, dependendo da natureza da fonte de excitação [6]. As suas características dinâmicas da construção. Para uma correta avaliação dos sistemas estruturais, como pré-requisito para descrever o fenómeno das vibrações e avaliar, portanto, a influência que provoca a nível de danos, é necessário considerar as seguintes abordagens:

- (a) Mecanismo de excitação e transmissão;
- (b) Duração do fenómeno de vibração;
- (c) Natureza determinística ou aleatória do fenómeno;
- (d) Distribuição de energia espectral.

Os detalhes incrementados pela revisão da norma, permitem distinguir os mecanismos de excitação produzidos por uma fonte de vibrações, podendo ser caracterizadas como movimentos nas fundações do edifício ou como uma força aplicada para o edifício ou na sua totalidade. Uma possível classificação das fontes que pode ser feito de acordo com os seguintes mecanismos de ação:

- (a) Transferência de energia através do solo, manifestando-se como um movimento da fundação em função da sua ação base, como mecanismo de mola.
- (b) A transferência de energia por ar, manifesta-se como uma ação (pressão audível) aplicado ao edifício;
- (c) Aplicação direta de uma força (ou pressão) em componentes de construção (paredes, janelas, elementos estruturais etc.), ao qual a ação base das vibrações é induzida.

Outra abordagem importante é a classificação do fenómeno vibratório, que pode ser feita de acordo com a sua duração, onde o fenómeno tem em conta o incremento de fadiga, pela ressonância dos materiais, durante a existência das vibrações. Esta duração no que diz respeito ao tempo de resposta de um edifício, é considerado como:

- (a) Contínua - quando a excitação está presente continuamente durante longos períodos de tempo (por exemplo coincidente com o período de funcionamento de uma máquina rotativa, com período de presença de tráfego pesado, etc.);
- (b) Transitória - quando a excitação é constituída por um fenómeno com uma duração limitada no tempo podendo ser subdividido em fenómenos intermitente tais como, operações de consolidação de terrenos e cravação de estacas, e fenómenos impulsivos com intervalos de duração muito curtos, associado a desmonte de maciços, com recurso ao uso de explosivos.

A distribuição espectral de movimento gerada por cada tipo de fonte e por conseguinte a resposta gerada pelo sistema estrutural existente, é nesta revisão da UNI 9916, 2004 caracterizada por um formulário do espectro e por uma gama de frequência em que existe distribuição espectral da sua energia. Assim a forma espectral do movimento resultante do edifício é profundamente afetada pelas frequências naturais e amortecimento dos sistemas estruturais existentes. A gama de frequências dentro da qual reside o espectro de diferentes tipos de fonte tem os valores característicos apresentados na Tabela 2-13 [8].

Embora a norma UNI 9916, 2004 tenha sido alvo de uma revisão, os parâmetros adotados para caracterização das vibrações, apresentam-se como uma fiel tradução das normas DIN 4150-3 e BS 7385-2.

Tabela 2-13- Intervalo de frequências características de algumas fontes de vibrações (UNI 9916, 2004)

Fonte de vibração	Gama de frequências [HZ]
Trafego rodoviário e ferroviário	1 – 300
Explosões	1 – 300
Cravação de estacas	1 – 100
Demolições colapso de estruturas	1 – 20
Maquinaria de construção no interior do edifício	1 – 300
Maquinaria de construção no exterior do edifício	1 – 300
Habitabilidade do edifício (presença humana)	0.1 – 100
Ação do Vento	0.1 – 2

2.6.5. NORMA PORTUGUESA (NP 2074, 2015)

Em Portugal até ao ano de 2015, encontrava-se vigente a NP 2074, com redação de 1983, que regulava o controlo sobre a realização de escavações com explosivos, nas proximidades dos edifícios, estabelecendo valores conservadores aos limites do pico de velocidade de partícula. A formulação que traduzia numericamente o valor máximo de pico em cm/s, era um produto de três fatores, entre eles;

- (a) Tipo de terreno de fundação;

- (b) Tipo de construção;
- (c) Número de solicitações diárias.

A norma vigente, até 2015, distinguia-se da generalidade das normas homólogas, uma vez que considerava os vários tipos de terrenos onde estavam os sistemas estruturais fundados, assim com contemplava o número de solicitações impulsivas diárias. Os valores obtidos mantinham um teto máximo de vibração de pico de 60 mm/s, que sendo conservador, impunha este como valor de segurança para prevenção de danos não-estruturais nas estruturas alvo de estudo.

Com a revisão de 2015, foram colmatados os critérios de danos que no presente vigoram na maioria das normas existentes, seguindo um conjunto de recomendações internacionais, que incluem para além da velocidade de vibração de partícula, a contemplação da frequência das vibrações dos sistemas estruturais e o tipo de estruturas em consideração. Esta revisão não aborda os tipos de solo de fundação, uma vez que são os elementos de fundação das estruturas que passam a ser instrumentados e não os terrenos onde se encontram. A não consideração do número de eventos diários de solicitações impulsivas, mitiga a apreciação subjetiva na classificação dos sistemas estruturais, evitando a consideração arbitrária dos valores limites regulamentares. Assim os valores limite recomendados pela NP2074:2015, para o parâmetro velocidade de pico de partícula, definido em função das frequências dominantes dos sistemas estruturais e do tipo de estrutura, são os designados na Tabela 2-14 :

Tabela 2-14- Valores limite recomendados para a velocidade de vibração (de pico), em mm/s (Fonte: NP 2074:2015)

Tipo de estruturas	Frequência dominante, f		
	$f \leq 10 \text{ Hz}$	$10 \text{ Hz} < f \leq 40 \text{ Hz}$	$f > 40 \text{ Hz}$
Sensíveis	1,5	3,0	6,0
Correntes	3,0	6,0	12,0
Reforçadas	6,0	12,0	40,0

A classificação do tipo de estruturas segue uma abordagem conservadora, ou seja, é efetuada tendo em conta uma diversidade de fatores, de entre os quais contemplam o estado de conservação, a esbelteza e o seu valor patrimonial, estruturas como edificações antigas (torres, chaminés, monumentos, património classificado ou com classe de importância III e IV da NP EN 1998-1:2010), devem ser consideradas como estruturas do tipo sensíveis, enquanto

que estruturas correntes ou reforçadas são enquadradas em edifícios correntes para habitação/serviços e para fins agrícolas ou industriais (classe de importância I e II da NP EN 1998-1:2010) [3].

Nos registos, devem ser considerados os valores máximos de vibração de pico de partícula, durante o intervalo de tempo em que estes ocorrem. A velocidade de pico de partícula deve ser monitorizada pelos equipamentos de registo identificando instante de tempo (t) em que ocorrem, não devendo ser a sua resultante determinada através da soma vetorial dos valores máximos de pico em cada uma das direções consideradas, uma vez que estes são atingidos em instantes de tempo distintos (T_a, T_b, T_c), mas através da seguinte expressão:

$$V_{m\acute{a}x} < \left| \sqrt{m\acute{a}x. [V_L^2(T_a)] + m\acute{a}x. [V_v^2(T_B)] + m\acute{a}x. [V_T^2(T_C)]} \right| \quad (8)$$

onde

$$V_{m\acute{a}x} = \left| \sqrt{[V_L^2(T)] + [V_v^2(T)] + [V_T^2(T)]} \right| \quad (9)$$

2.6.6. NORMA SUÍÇA (SN 640312,1992)

Antes de 1992, a Suíça adotava uma norma relativa aos valores da componente vertical da velocidade para salvaguardar a integridade dos edifícios, medida na fundação dos edifícios. Os limites de intensidade de velocidade de vibração de partícula variavam de 25 mm/s para museus até 100 mm/s para construções em betão armado. Estudos efetuados posteriormente introduziram a frequência dos sistemas estruturais como parâmetro a ser avaliado, na qual o tipo de estrutura e a origem das vibrações são atualmente fatores considerados na avaliação. A norma introduzida em abril de 1992 abrange os efeitos nos edifícios, acrescentando critérios de avaliação dos danos materiais, mantendo, no entanto, os valores de V_p . Essa norma, utilizada mais para obras de engenharia civil, nomeadamente desmonte de maciços no subsolo, no período diurno, diferencia as classes de edifícios, as classes de repetibilidade dos fenómenos considerando como ocasionais, frequentes ou permanentes, e os campos de frequência de velocidade da partícula. Acrescenta ainda a distinção dos efeitos das vibrações, nas pessoas, no terreno e nos aparelhos que se encontram nos edifícios e propõe também, uma atualização da metodologia de recolha de dados e dos critérios de determinação e avaliação dos danos materiais, em suma uma pré-avaliação para caracterização de eventuais danos já existentes [6].

Tabela 2-15- Valores de Velocidade de Máxima de Vibração da Partícula, para vibrações ocasionais (Fonte: Bacci,200, adaptado de Borla,1993)

Tipo de estrutura	Frequência da estrutura [Hz]	Velocidade máxima de vibração da partícula [mm/s]
Edifícios de betão armado	10-60	30
	60-90	40
Construções normais de edifícios	10-60	18
	60-90	18-25
Habitações	30-90	12-18
Edifícios delicados	10-60	8
	60-90	8-12

2.7. REQUISITO DE LIMITAÇÃO DE DANOS

A satisfação do requisito de “limitação de danos” de acordo com [9], considera-se satisfeito se sob uma ação sísmica com uma probabilidade de ocorrência maior do que a ação sísmica de cálculo correspondente ao requisito de “não ocorrência de colapso”, forem os deslocamentos entre pisos limitados de acordo com a equação (10), para os edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos á estrutura.

$$d_r v \leq 0.005h \quad (10)$$

onde

- d_r - Valor de cálculo do deslocamento entre pisos;
- h - Altura entre pisos;
- v - Coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada à limitação de danos.

2.8. CRITÉRIOS DE SENSIBILIDADE HUMANA

Os fenómenos de vibrações impulsivas, que têm na sua origem o uso de explosivos, têm associado por norma outras fontes de vibrações, nomeadamente a geração de efeitos de sobrepressão de ar. Uma significativa parte das queixas, sobre estes fenómenos de vibrações impulsivas, são devidas inteiramente a estas sobrepressões que excitam e incrementam a vibração dos sistemas estruturais dos edifícios. Uma vez que a dissipação destas fontes de libertação súbita de energia, se processa em simultâneo com a transmissão sob a forma de ondas sísmicas, é portanto, a separação de cada uma destas formas de propagação, difícil de isolar, na determinação sobre influência na vibração nos edifícios. Segundo nota do BS 6472-2:2008, diz a experiência que o medo de danos nos materiais, tem um efeito sobre a sensibilidade humana maior que o efeito da vibração propriamente dito [10].

Em zonas residenciais, as queixas sobre os efeitos provocados pelas vibrações, são em regra em magnitudes ligeiramente superiores ao valor máximo sentidos pela perceção humana. No caso em concreto das explosões, as queixas mais adversas, podem mesmo surgir abaixo destes valores máximos da perceção humana, uma vez que está relacionado com a influência provocada pela sobrepressão do ar. No caso de atividades ligadas à extração mineira, em locais a céu aberto (pedreiras de laje, com recurso a explosivos), poderá existir um determinado grau de aceitabilidade, se estes estiverem ligados à economia local, ou se forem previsíveis durante os períodos de trabalho. A otimização destes eventos, de forma a mitigar o impacto ambiental e o efeito nas populações, é controlado, minimizando as cargas instantâneas detonadas ou mesmo com a criação de atrasos entre cargas maiores, sendo este procedimento, o ideal para esta indústria uma vez que concilia a saúde, segurança e agiliza restrições operacionais e técnicas [10].

Uma forma de responsabilização, sobre estes eventos minimização dos seus efeitos, são na maioria das normas europeias, efetuadas através de recomendações para a execução de planos de fogo ou similares, onde seja avaliado o binómio de carga explosiva detonada e ponderador de energia, estes elementos e dados uma vez recolhidos, são ponderados e ajustados, seja pela via empírica ou científica (por retro análise, de valores obtidos), sendo os métodos descritos no parágrafo anterior os mais comuns.

A vibração induzida por eventos gerados por detonações, são altamente variáveis conforme traduz o Gráfico 2-1, apontando a recomendação do BS 6472-2:2008, que as magnitudes de vibração satisfatórias ao nível de amostras não devem ser excedidas em 10% dos eventos registados. Nenhum destes eventos deve originar fenómenos de vibração, no seu valor máximo recomendado, em mais de 50%, isto em condições consideradas ideais [11] .

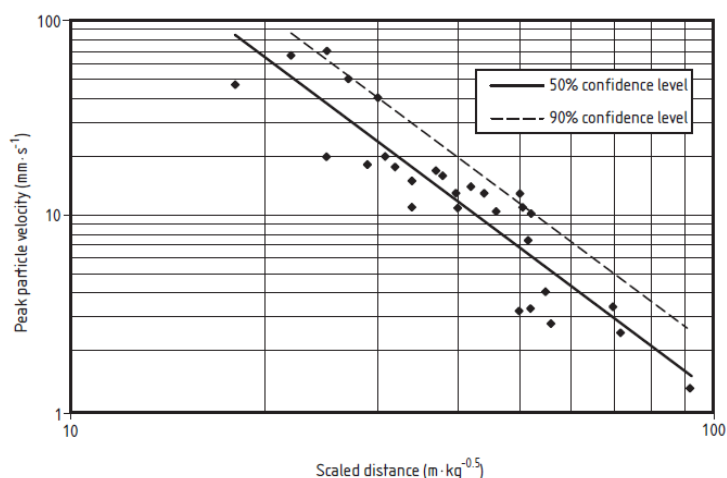


Gráfico 2-1-Razão entre o pico de velocidade de partícula e a escala distância dos eventos de detonação
(Fonte: Standards, British 6472-2)

Para a análise de dados, e uma vez padronizado o valor limite para a magnitude dos eventos, considerando um intervalo de confiança de 90%, por retro análise, significa que os eventos têm que ser otimizados de forma a garantir níveis médios de vibrações, para metade do valor limite estabelecido. Esta abordagem traduz em qualquer lugar designado, relacionamento a uma distribuição logarítmica normal, isto é, para um valor limite de 6.0 mm/s de pico de velocidade de partícula, com intervalo de confiança de 90%, os eventos de detonação devem ser projetados para gerar magnitudes de vibração em cerca de 3.0 mm/s, e que na prática a distribuição destes eventos na maioria ficará abaixo de 3.0 mm/s [11].

2.8.1. VALORES SATISFATÓRIOS DE VIBRAÇÃO EM RELAÇÃO À PERCEÇÃO HUMANA

Geralmente, as recomendações para a percepção humana, referidas na BS 6472-2:2008, referem-se a operações de desmonte a longo prazo, em locais de extração mineira, vulgarmente conhecidas como pedreiras de laje, projetos de construção civil, como tuneis e escavações para fundações diretas. O reconhecimento que a aplicação dos valores satisfatórios em relação à percepção humana, em detrimento da aplicação dos valores estabelecidos para os danos, conduziria a incrementos significativos dos tempos de obras e consequentemente os custos. Dada a sensibilidade e pertinência destes assuntos, uma ação cuidadosa nas operações de desmonte, e um esclarecimento com as partes interessadas, podem através de levantamentos prévios ou mesmo negociações, resultar em autorizações ultrapassar níveis de vibrações recomendados nas normas e regulamentos em vigor [11].

Segundo BS 6472-2:2008, as recomendações para os valores de vibração, quantificados pelo pico de velocidade de partícula, abaixo das quais a possibilidade de percepção humana

traduzida sob a forma de queixas é baixa (excluído o ruído causado por qualquer vibração) são expressas na Tabela 2-16, de referir ainda que a ultrapassagem no dobro dos valores apresentados, podem mesmo dar origem a queixas severas o que é praticamente garantido, se forem ultrapassados em quatro vezes os valores aí recomendados. Estes valores são somente válidos para menos que três eventos de vibrações impulsivas diários, em casos de mais, será efetuada uma nova abordagem com afetação de um fator de multiplicação [11].

Tabela 2-16 Valores máximos de magnitudes de vibração, com ligação a queixas pela percepção humana até três eventos por dia (Fonte: Standards, British 6472-2)

Local	Período do dia	Valores satisfatórios de PPV [mm/s]
Habitações	Dia	6,0 a 10,0
	Noite	2,0
	Outros períodos	4,5
Escritórios	Qualquer período	14,0
Zonas comerciais	Qualquer período	14,0

Nas operações que recorrem a maior número de eventos, que está fora do âmbito de aplicação da Tabela 2-16, isto é, são gerados mais de três eventos de impulsivos de vibrações, num só dia, é aplicado um valor de multiplicação, designado de fator F (equação 11), o que diminui os valores máximos de vibração.

$$F = 1.7 N^{0.5} T^{-d} \quad (11)$$

onde

- N- Numero de eventos impulsivos de vibração por dia (sempre superior a 3);
- T- É o tempo de duração dos eventos de impulsivos de vibração.

Sendo os valores de d , adimensionais, onde para valores de T inferiores a 1, d é zero, 0.32 para pavimentos de madeira e 1.22 para pavimentos de betão.

2.8.2. PERCEÇÃO HUMANA ÀS VIBRAÇÕES

Segundo BS 5228-2:2009 [7], a sensibilidade às vibrações pelos seres humanos, é grande, apresentando-se o valor desta percepção na gama de velocidade de pico de partícula, na ordem de 0.14 mm/S a 0.3 mm/s. As vibrações experimentadas acima destes valores podem perturbar assustar, causar incômodo, ou interferir com atividades de trabalho, tornando-se mesmo desagradáveis ou mesmo dolorosos em valores muito acima dos referidos. As experimentações destas vibrações, em edifícios de habitação, podem promover ansiedade, podendo em certos casos ser responsáveis por alguns incidentes. A orientação sobre os efeitos causados pelas vibrações, independente da sua periodicidade, por valores elevados, relacionados com a influência na saúde e bem-estar, extrapola o âmbito da BS 5228-2:2009 e da presente tese, esta abordagem está preconizada na BS 6841.

A norma BS 6472, atrás referencia para valores satisfatórios de vibração em relação à percepção humana, valores para os quais as queixas, oriunda das vibrações experimentadas são mínimas. No entanto os valores Tabela 2-16, não tem em atenção a suscetibilidade que provoca na saúde ou eficiência nos processos laborais, traduz somente a resposta à vibração variando de acordo com a direção em que é sentido. Na maioria dos casos, são as vibrações verticais mais perceptíveis, do que as horizontais, embora que para frequências menores esta tendência é invertida. As solicitações de vibrações impulsivas e outras, podem, no entanto, gerar o designado ruído estrutural, que pode incrementar o nível de percepção humana, mesmo que indiretamente, sendo portanto, um problema adicional para os habitantes das edificações, um exemplo destes efeitos “indiretos” são o caso de movimentação ou instabilidade de mobiliário acessórios suspensos, com capacidade para gerar ruído [7].

Estes normativos, nomeadamente a BS 6472, fornecem a orientação sobre as respostas humana às vibrações, sendo estes eventos quantificáveis, em valores de valor dose de vibração- VDV, sendo este parâmetro a medida total sobre a experiência de vibração sentida durante o intervalo de tempo dos eventos, em termos de acelerações ponderadas. Para objetivação de aplicação nos locais de trabalho, nomeadamente em obras de construção civil, considera-se mais oportuno, a relação destas experiências com picos de velocidade de partículas, uma vez que são mais usuais para efeitos de registo, análise e rastreabilidade sobre danos em edifícios.

A bibliografia existente até ao presente, pressupõe o estabelecimento de muitas relações empíricas, estabelecendo valores resultantes em termos de pico de velocidade de partícula, com atividades geradoras de vibrações, assim a necessidade de entender estas quantificações, em termos de percepção e perturbação humana, esta relação é a estabelecida na Tabela 2-17.

Tabela 2-17- Guia de perturbações para níveis de vibração (Fonte: Standards, British 5228-2)

Nível de vibração- pico de velocidade de partícula [mm/s]	Efeitos
0.14	A vibração pode ser apenas perceptível nas situações mais sensíveis para a maioria das vibrações e frequências associadas à construção. Em frequências mais baixas, as pessoas são menos sensíveis
0.30	A vibração pode ser apenas perceptível em ambientes residenciais
1.0	É provável que vibração deste nível em ambientes residenciais irá causar queixa, no entanto, pode ser tolerado com aviso prévio e explicações dadas aos residentes
10.0	Vibração é suscetível de ser intolerável para qualquer valor acima deste, mesmo que por breves momentos.

3. INFLUÊNCIA DA GEOLOGIA NA PROPAGAÇÃO DO GROUND SHOCK

3.1. COMPORTAMENTO GEOLÓGICO IMPOSTO PELAS VIBRAÇÕES

Os efeitos das vibrações impulsivas geradas por detonações, provocados nos sistemas estruturais das edificações, não dependem somente das distâncias entre a origem da libertação súbita de energia, mas tem em consideração, entre outros fatores, o tipo de litologia dos terrenos onde os sistemas estruturais assentam as suas fundações. As condições geológicas existentes, num designado local, podem interferir de forma significativa na propagação de efeitos gerados pelas vibrações, caracterizados pelas suas grandezas físicas características, nomeadamente amplitudes, frequências, intensidades e duração das vibrações [12].

Durante um evento sísmico, a intensidade de propagação em lugares próximos não é linear, isto é, características geotécnicas diferentes proporcionam comportamentos de transmissão diferentes, existe ainda um acréscimo com influência considerável, dos efeitos destruidores gerados pelos sismos de maior magnitude, em locais onde os terrenos superficiais são caracterizados pela existência de solos brandos [13].

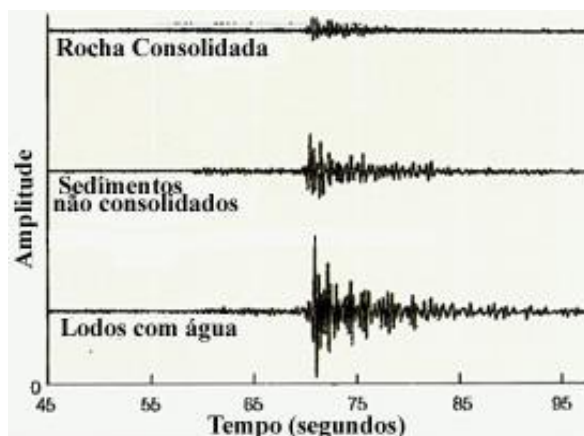


Fig. 3-1 - Sismogramas de uma réplica ($M = 4.1$) do sismo de Loma Prieta, interpretação em diferentes litologias (J. Alveirinho Dias, elementos de apoio)



Fig. 3-2 - Viaduto da Autoestrada Nimitz, colapso provocado pelo sismo, 21 Out 1989, $M=7.1$ (J. Alveirinho Dias, elementos de apoio)

Normalmente, a intensidade do sismo é maior em sedimentos aluviais que em maciços bem consolidados. Esta conclusão é hoje constatada através de instrumentação e medição, (exemplo da Fig. 3-1), provando que os sismos podem provocar maiores destruição em áreas relativamente afastadas do epicentro, mas caracterizadas pela presença de lodos provenientes de sedimentos aluviais, ou solos com níveis freáticos elevados, do que em áreas mais próximas litologicamente constituídas por maciços bem consolidadas ou rocha.



Fig. 3-3 - Efeito da litologia do terreno de fundação, nas velocidades de vibração (Jimero et. al. 1995 in Paneiro 2006)

No sismo de Loma Prieta (ocorrido em 19 de outubro de 1989, Magnitude de 7.1, Fig. 3-2), este fenómeno de amplificação ficou bem registado pelos sismógrafos instalados na região. As zonas mais afetadas foram as que são caracterizadas por sedimentos não consolidados ou pouco consolidados, principalmente quando os depósitos são de areias ou lodosos.

Calcula-se que este fenómeno, caracterizado pela maior amplitude de ondas sísmicas, foi responsável por mais de 70% dos estragos. O colapso do viaduto da autoestrada de Nimitz (Nimitz Freeway) ficou a dever-se, muito provavelmente, a este fenómeno Fig. 3-2. Também durante o sismo de Niigata (16 junho 1964, $M=7.1$ a 7.6) no Japão, muitos edifícios não foram estruturalmente afetados pelo sismo, mas simplesmente se "enterraram", que levou os moradores a recuperar os seus haveres entrando pelo telhado e pelas janelas [14] .

Assim de acordo com atrás descrito, verifica-se que os maciços de areia com baixa compacidade são suscetíveis de exibir mau comportamento, caso estes venham a ser submetidos a ações ou solicitações impulsivas de intensidades médias ou elevadas.

3.1.1. IMPULSOS ATIVOS E PASSIVOS SOB CONDIÇÕES SÍSMICAS

O desenvolvimento da teoria para o dimensionamento de estruturas de suporte às forças geradas pelas ações sísmicas resulta dos trabalhos de Okabe (1926) e de Mononobe e Matsuo (1929), considerando-se com uma extensão da teoria de Coulomb. O desenvolvimento desta teoria é ainda no presente, coma as sucessivas generalizações e

adaptações que foi sujeita, a base do conhecimento científico e largamente usada no dimensionamento de estruturas de suporte.

Nos casos específico deste documento, não é relevante dar a conhecer as metodologias que estão na base do dimensionamento destas estruturas, mas sim a influência que produzem na propagação das vibrações, isto é, para dimensionamento a ação sísmica é considerada tendo em conta a adição de forças atuantes (peso próprio dos maciços ex.), forças fictícias designadas de forças de inércia, impondo ao sistema mantenha nas condições de equilíbrio estático. A obtenção quantitativamente do valor destas forças, quer estas sejam horizontais ou verticais, são efetuadas pela multiplicação do peso (w) das massas consideradas como paramentos, por factores adimensionais, doravante designados como coeficientes sísmicos horizontal e vertical, respetivamente K_h, K_v , que representam a razão da componente em cada um dos planos considerados, da aceleração sísmica pela aceleração da gravidade.

A força de inércia determinada pela abordagem anterior, para a componente horizontal da aceleração sísmica, $K_h W$, tem uma correlação directa com a aceleração imposta no solo pelas vibrações impulsivas, independentemente da fonte geradora, pela grandeza de aceleração do solo, \vec{a} , que é igual a $K_h \vec{a}$, no sentido imposto pela propagação do movimento das vibrações [13].

Quando se considera a direção vertical, geralmente tem que ser efetuadas considerando as forças de inercia nos dois sentidos, isto é, para cima e para baixo sendo expresso por $K_v W$ e $-K_v W$. Como as combinações de ações preconizadas nos eurocódigos estruturais, nas várias abordagens de cálculo, contemplam situações favoráveis e desfavoráveis, apresentando-se os efeitos de impulso com maior força de inércia, os correspondentes ao sentido da gravidade (originando valores maiores de compressão no solo), poderá essa situação não conduzir á situação mais gravosa, sendo que um impulso negativo pode influenciar ruturas estruturais por escorregamento, originando a falta de equilíbrio estático [13].

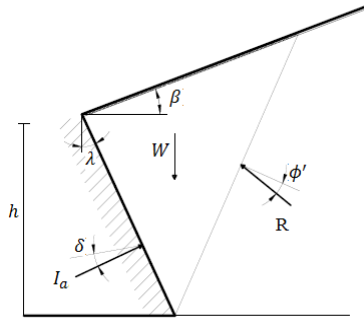


Fig. 3-4 - Cunhas de terras em estado ativo sob condições estáticas (adaptado de Fernandes, Manuel)

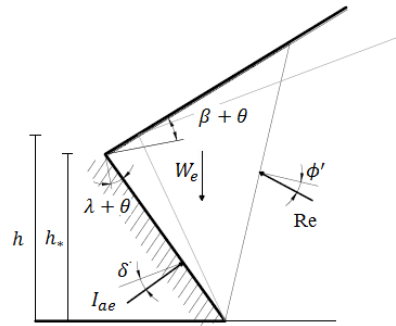


Fig. 3-5 - Cunhas de terras em estado ativo sob condições sísmicas. (adaptado de Fernandes, Manuel)

A

Fig. 3-5 traduz fielmente a representação da força resultante do peso da cunha de terras do maciço considerado, nas suas componentes horizontal e vertical da força de inércia, W_e , que apresenta uma relação com a vertical, traduzida pelo ângulo θ , dada por:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 \pm K_v} \right) \quad (12)$$

onde

- θ - Ângulo de define a superfície de deslizamento;
- K_h - Coeficiente de impulso horizontal;
- K_v - Coeficiente de impulso vertical.

3.1.2. COEFICIENTE DE IMPULSO

O impulso ativo sísmico, desenvolvido pela expressão de Mononobe-Okabe, para cálculo do impulso ativo sísmico baseia-se no artifício de considerar que o efeito das acelerações sísmicas sobre a direção de W , obtido rodando os planos horizontal e vertical de referência de um ângulo θ , conforme ilustra

Fig. 3-4 e

Fig. 3-5 [13].

Desta forma, W_e , ficará vertical e os ângulos β e λ , passam a ser $\beta + \theta$ e $\lambda + \theta$, respectivamente. A partir desta consideração os cálculos do impulso activo sísmico pode ser determinado recorrendo á teoria de coulomb (valores K_{a*} , γ_* e h_* representam os valores característicos novos impostos pela rotação dos planos horizontais e verticais), escrevendo-se:

$$I_{ae} = \frac{1}{2} \times K_{a*} \times \gamma_* \times h_*^2 \quad (13)$$

Em que K_{a*} é determinada pela formula analítica pelo método de coulomb, e naturalmente em função de ϕ' , δ , β e λ , e obtida pela expressão:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2(\lambda) \cos(\delta + \lambda) \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta - \lambda)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (14)$$

Em que

- λ - Ângulo de paramento estrutural com a vertical;
- δ - Ângulo de rotação de massa de terras;
- β - Ângulo de define a superfície de terreno em relação à horizontal.

Substituindo os valores de β e λ , por $\beta + \theta$ e $\lambda + \theta$, respectivamente, e os parâmetros γ_* e h_* , são obtidos pelas propriedades dos maciços e considerações geométricas em cada caso, de forma simples por γ e h . Com efeito designando por l o comprimento de tardo do muro, pode ser escrito em função de θ , λ e h_* , pela seguinte equação:

$$l = \frac{h}{\cos \lambda} = \frac{h_*}{\cos(\lambda + \theta)} \quad (15)$$

onde se deduz, h_* em função de h , pela expressão:

$$h_* = h \frac{\cos(\lambda + \theta)}{\cos \lambda} \quad (16)$$

por outra forma, em relação a γ_* e γ , vem:

$$\frac{\gamma_*}{\gamma} = \frac{W_e}{W} = \frac{W (1 \pm K_v)}{W \cos(\theta)} = \frac{(1 \pm K_v)}{\cos(\theta)} \quad (17)$$

vindo então:

$$\gamma_* = \gamma \frac{(1 \pm K_v)}{\cos(\theta)} \quad (18)$$

Substituindo as equações, por (16) e (18), e ainda a expressão de K_{a*} , obtém-se, para o impulso estático ativo (I_{ae}):

$$I_{ae} = \frac{1}{2} \times K_{ae} \times \gamma (1 \pm K_v) \times h^2 \quad (19)$$

A expressão que define K_{ae} , coeficiente de impulso ativo sísmico, resulta em:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda - \theta)}{\cos \theta \cos^2(\lambda) \cos(\delta + \lambda + \theta) \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta - \theta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta + \lambda + \theta)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (20)$$

de forma análoga podem ser deduzidas para o caso do impulso passivo sísmico:

$$I_{pe} = \frac{1}{2} \times K_{pe} \times \gamma (1 \pm K_v) \times h^2 \quad (21)$$

terminando na expressão que designa K_{pe} , por coeficiente de impulso passivo sísmico, em:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi' + \lambda - \theta)}{\cos \theta \cos^2(\lambda) \cos(\delta - \lambda + \theta) \left[1 - \left(\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \beta - \theta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta - \lambda + \theta)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (22)$$

3.1.3. SUSCETIBILIDADE DE MACIÇOS DE AREIA À LIQUEFAÇÃO

No caso dos maciços se tratarem de areias submersas, o comportamento dos mesmos pode consistir no fenómeno da liquefação. Este fenómeno de liquefação também designado de fluidificação consiste na anulação das tensões efetivas existentes nos maciços de areia, através das vibrações transmitidas. Este fenómeno corresponde a um carregamento cíclico de corte, aplicado a todo o maciço de uma forma súbita, incrementando pressão na água dos poros do solo, uma vez que não se consegue a dissipação destas pressões positivas entretanto criadas, verifica-se a anulação das tensões efetivas, anulando portanto, a resistência característica ao corte do solo. Por correspondência de efeitos, a liquefação provoca graves danos podendo levar mesmo ao colapso de estruturas, pelo facto de estas não serem capazes de suportar os esforços provocados pelos assentamentos da superfície [13].

Um dos efeitos, que este fenómeno provoca num maciço de superfície, horizontalmente submetido a uma história de acelerações horizontais, pode ser representado pela força de

inércia horizontal [13] pela equação 23, sendo γ, z , respetivamente peso volúmico do solo e profundidade.

$$F_{inércia,H} = \frac{a_{máx,H}}{g} \times \gamma \times z \quad (23)$$

sendo

- $a_{máx}$ - Aceleração sísmica horizontal máxima;
- g - Aceleração da gravidade.

traduzindo a sua aplicação, na tensão de corte do solo $(\tau_{max})_r$ pela equação, sendo σ_{v0} a tensão total vertical de repouso.

:

$$(\tau_{max})_r = \frac{a_{máx}}{g} \times \gamma z = \frac{a_{máx}}{g} \times \sigma_{v0} \quad (24)$$

A mobilização da tensão de corte, pelo efeito da aceleração induzida por um sismo, $a_{máx}$, deverá ser corrigida da equação 24 no seu desenvolvimento em profundidade, introduzindo um factor de correlação minorativo r_d , decrescente com a profundidade.

$$(\tau_{max})_r = \frac{a_{máx}}{g} \times \sigma_{v0} \times r_d \quad (25)$$

A evolução de r_d , no seu desenvolvimento em profundidade, foi obtido por métodos de simulações numéricas de propagação em altura, em maciços arenosos, caracterizados por um vasto leque de registos sísmicos reais, que conduziram a uma tendência matemática expressa pelas equações seguintes [13]:

$$r_d = 1.0 - 0.00768 z \text{ para } z \leq 9.15 \text{ m} \quad (26)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 z \text{ para } z > 9.15 \text{ m} \quad (27)$$

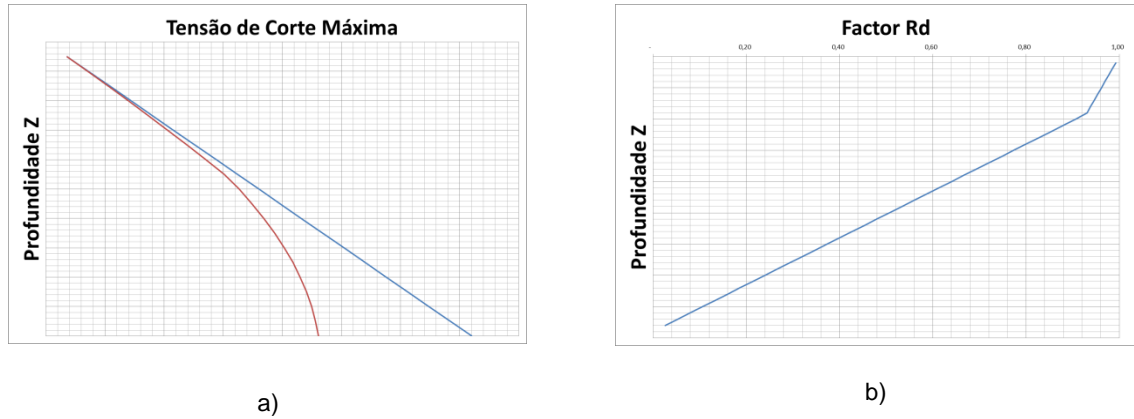


Fig. 3-6 Métodos simplificados para avaliação de tensões de corte induzidas por um sismo (adaptado pelo autor de Seed & Idriss, 1971); a) Evolução em profundidade das tensões de corte em planos horizontais para as hipóteses de corpo rígido indeformável; b) Evolução típica em profundidade do coeficiente r_d

A aproximação numérica dos parâmetros relativos às tensões de corte dos solos, que advém de um historial de carregamentos sísmicos cíclicos e de amplitude aleatória, proporciona a variação de grandezas de instante para instante no desenvolvimento em plano horizontal do solo. Assim o valor máximo de $a_{m\acute{a}x}$ não se apresenta como o valor mais caracterizador, para uma aproximação ao real comportamento do solo. No que se refere à tensão de corte no plano horizontal esta irá variar de acordo com a duração e o numero total de ciclos imposto pelo carregamento sísmico, sendo um fator relevante no seu comportamento. Para efeitos do estudo da liquefação, foi definido que a ação dos sismos é traduzida, por um carregamento cíclico uniforme equivalente, isto é, frequência e amplitudes constantes apresentando-se numericamente aproximada por 65% do valor da amplitude máxima do sismo, apresentando a tensão de corte cíclica um valor caracterizador expresso na equação seguinte:

$$(\tau_{cyc}) = 0.65 \times \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \times \sigma_{v0} \times r_d \quad (28)$$

Dividindo ambos os membros por σ'_{v0} , obtemos a designada razão de tensões CSR (*Cyclic Stress Ratio*):

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \times \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \times \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \times r_d \quad (29)$$

note-se que a tensão efetiva vertical de repouso σ'_{v0} , é definida por:

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u \quad (30)$$

A equação 30 designa o princípio da tensão efetiva vertical, que resulta da tensão vertical total, resultante do seu desenvolvimento em profundidade, subtraída da pressão na água nos poros u , também designada de pressão intersticial.

Resumidamente é possível caracterizar a resistência à liquefação dos solos, pelo estudo de casos reais, dispondo-se para tal dos elementos seguintes:

- (a) Dados relativos aos parâmetros sísmicos, nomeadamente a localização, ciclos e amplitudes de carregamentos sísmicos induzidas no solo (acelerações e velocidades), podendo calcular-se também o valor de CSR, acima descrito;
- (b) Observação comprovada da existência ou não do fenómeno de liquefação, através da identificação de ejeções de areia, ou abertura de fendas na superfície dos solos;
- (c) Um valor característico da resistência do maciço antes do sismo, nomeadamente as tensões resistentes de corte ($0.65 \tau_{max,r}$).

3.1.4. SOBRECONSOLIDAÇÃO DOS MACIÇOS

O fenómeno de sobreconsolidação, é uma característica que ocorre em todos os solos de origem sedimentar, incluído também as areias e aterros naturais. O fenómeno da sobreconsolidação apresenta os efeitos mais marcantes em termos de comportamento nos maciços argilosos, este facto deve-se ao facto de possuírem um elevado teor em água, e consequentemente um índice de vazio expressivo. Este parâmetro confere-lhe uma elevada compressibilidade, sendo que solos mais recentes apresentam parâmetros mais elevados, isto é, ainda podem experimentar maior compressibilidade [13].

Uma das características da compressibilidade é que os maciços quando submetidos a tensões, devido ao peso natural dos sedimentos em camadas superiores, provocam um arranjo estrutural que culminam num incremento das suas características mecânicas, quer em termos de deformabilidade (menor probabilidade de assentamentos) quer resistência (incremento da capacidade de carregamento). Assim um solo sobreconsolidado tenderá a exhibir, quando carregado por tensões inferiores á respetiva tensão de pré-consolidação, uma taxa reduzida de compressibilidade uma vez que a estrutura, devido ao normal decurso do tempo, experimentou carregamentos e tensões muito superiores. A sobreconsolidação de um maciço pode ser expressa quantitativamente pelo grau de consolidação, R_{oc} , razão da tensão efectiva de pré-consolidação e pela tensão efectiva vertical em repouso, isto é:

$$R_{oc} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (31)$$

Esta razão de sobreconsolidação pode ser expressa numa classificação dos solos quanto ao seu grau de acordo com a Tabela 3-1.

Tabela 3-1 Classificação dos solos argilosos quanto ao grau de sobreconsolidação (Adaptado de Fernandes, 2011)

Classificação	R_{oc}
Normalmente consolidado	≈ 1
Ligeiramente sobreconsolidado	1 a 2
Medianamente sobreconsolidado	2 a 5
Fortemente sobreconsolidado	>5

A aceleração deste processo de consolidação tem benefícios em obras, cujo o controlo da deformabilidade dos maciços seja necessário, isto é, a aplicação de carga ou carregamentos nas suas camadas superiores incrementam o valor da tensão efetiva vertical em repouso σ'_{v0} , por exemplo através de aterros artificiais. Este aumento pode ser imposto, também por eventos oriundos de detonação, onde o solo experimenta o carregamento originado pelos picos de pressão gerados, ou seja, o *ground shock*.

3.2. LOCALIZAÇÃO E ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO

O local onde foram realizados os ensaios com acelerómetro triaxial, está situado entre os concelhos de Benavente e Montijo, situado na margem esquerda do Rio Tejo, que geologicamente e de acordo com [15], localiza-se na bacia Terciária do Baixo Tejo, pertencente à unidade morfoestrutural, designada por Bacia Sedimentar Cenozóica do Tejo-Sado. O local caracteriza-se ainda por uma morfologia aplanada, cortada por uma rede de drenagem do tipo dendrítico, onde se destaca como curso de água principal a ribeira do Vale do Cobrão, afluente do rio Sorraia.

No decorrer do estudo para inclusão de elementos geológico-geotécnicos [15], para a base de dados apoiada em tecnologia SIG (Sistema de Informação Geográfica), constatou-se que as formações que constituem o substrato na área em estudo, subjacentes aos depósitos superficiais, são de idade pliocénica e incluídas na unidade "PU – Arenitos de Ulme". Trata-se de uma sequência detrítica, muito espessa (com cerca de 280 metros), constituída por níveis alternantes de composição arenosa e argilosa, com deposição horizontal ou sub-

horizontal, de carácter lenticular e descontínuo, correspondentes a variações estratigráficas e laterais.

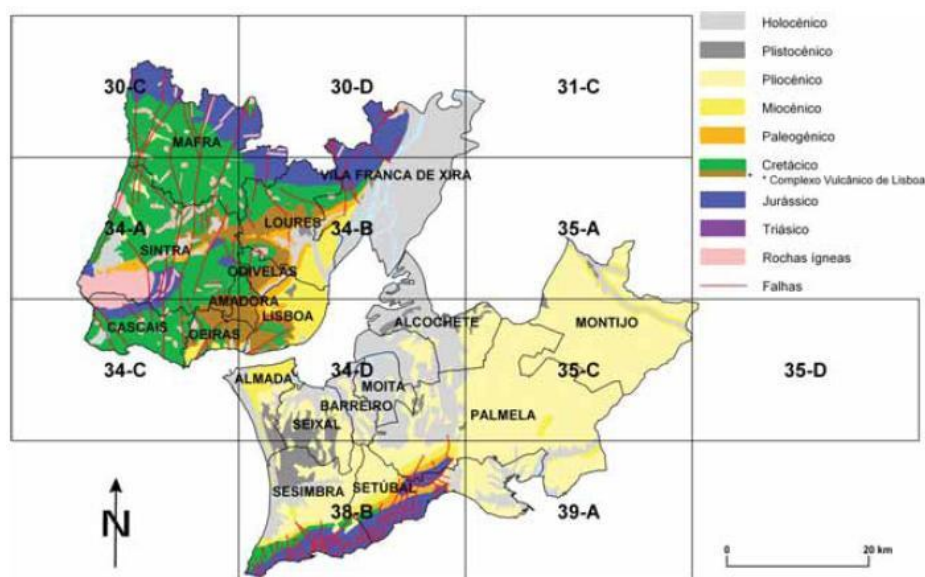


Fig. 3-7 - Mapa geológico da região da AML com os limites dos concelhos e esquema das correspondentes folhas da Carta Geológica,(adaptado da Carta Geológica de Portugal à escala 1:500 000, 1992) Fonte: Comunicações Geológicas versão impressa ISSN 1647-581X

Constata-se no local a presença de níveis arenosos pouco profundos, inferiormente suportados por litologias menos permeáveis, sendo suscetíveis de determinar a ocorrência de níveis de água relativamente superficiais e com continuidade espacial importante.

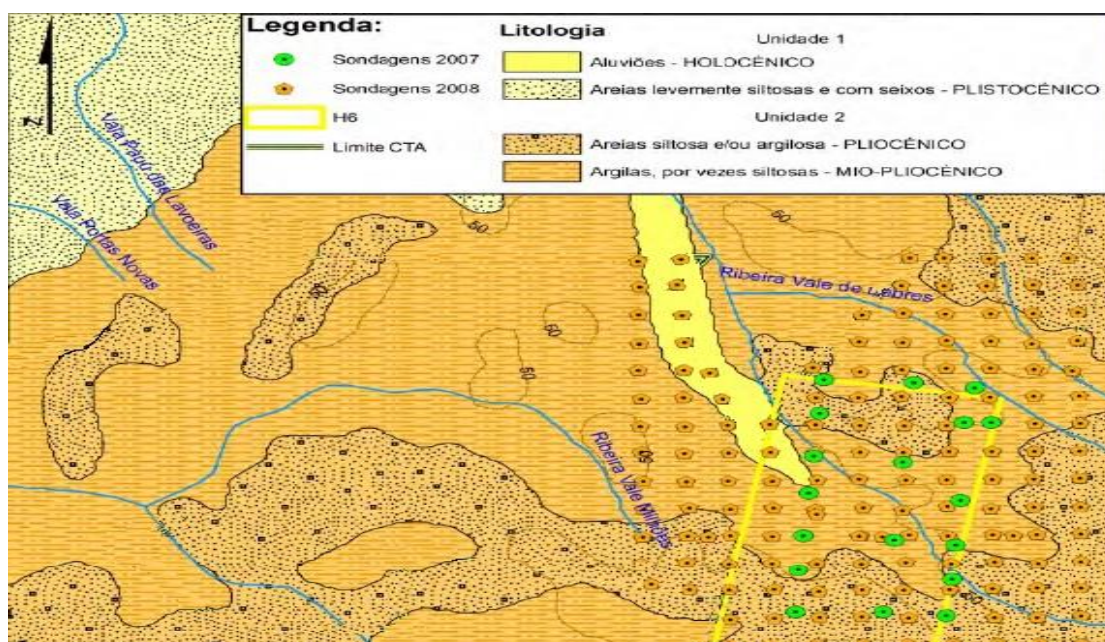


Fig. 3-8 - Adaptado de GEOTIC – Sociedade Geológica de Portugal Enquadramento geológico, em VIII Congresso Nacional de Geologia

4. AVALIAÇÃO PRÉVIA

4.1. INTRODUÇÃO

A realização de inspeções, antes do início das atividades geradoras de vibrações e o seu registo, torna-se fulcral para uma futura análise e processamento de resultados. A constatação de que existem ou não danos associados a fissurações de partes da estrutura, devido aos mecanismos de degradação natural ou impostas por incremento das ações base, torna-se importante para monitorização dos parâmetros de ensaio. Estes danos podem ter inúmeras origens, nomeadamente expansões diferenciais térmicas, alterações de ordem química dos materiais de construção, sobrecargas estruturais, assentamentos diferenciais das fundações, fadiga, envelhecimento dos materiais de revestimento entre outros.

4.2. SENSIBILIDADE DOS EDIFÍCIOS RECETORES

A identificação das estruturas para estudo de caso, foram efetuadas com base nas suas características dinâmicas, isto é, que apresentassem uma geometria em planta e uma distribuição de massa uniforme, uma vez que a consideração de tais características físicas traduziria a idealização estrutural, sem que afetasse significativamente a estrutura modelada, na sua caracterização modal [16]. O conhecimento adquirido permitiu escolher, entre as estruturas disponíveis, as que se apresentavam com conceção simples e que fossem representativas das respostas estruturais às vibrações impulsivas impostas pelas detonações.

As estruturas consideradas foram torres de geometria regular, pela sua caracterização em pêndulo invertido, assumindo-se como:

- (a) Estrutura de geometria regular pelo seu desenvolvimento em altura;
- (b) A sua caracterização modal pode ser praticamente definida pelos primeiros três modos de vibração;
- (c) Os efeitos gerados na fundação são somente considerados nos primeiros modos de vibração.

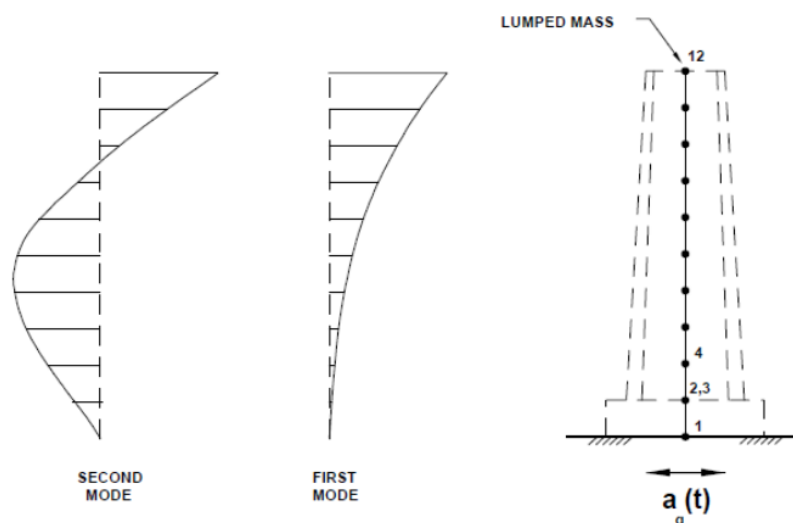


Fig. 4-1 - Simplificação de modelo estrutural para análise de efeitos de vibrações impulsivas (Department of the Army 1999)

Na Fig. 4-1, apresenta-se somente esquematizado, dois modos de vibração de uma torre, onde $a_g(t)$ representa a aceleração do solo, transmitida pelas vibrações impulsivas.

Existe sempre a possibilidade de serem consideradas outras edificações, mas sua idealização e calibração, de forma a traduzir no modelo as suas características, tornar-se-iam mais morosas e de maior complexidade, no alcançar de resultados fidedignos, e portanto foram evitados esses edifícios como recetores para o estudo de caso.

4.2.1. ESCOLHA DE EDIFÍCIO PARA ESTUDO DE CASO

De acordo com a NP EN 1998-1 2010 [9], a concepção de edifícios deve obedecer a requisitos fundamentais, para que o dimensionamento do seu sistema estrutural, satisfaça os critérios sísmicos do local onde será realizado. Essa abordagem (sem entrar nas metodologias de dimensionamento) proporciona princípios orientadores que permitem uma idealização em anteprojeto, do sistema estrutural a colocar no edifício, entre eles, destacando-se:

- (a) Simplicidade Estrutural, caracterizando-se pela existência de trajetórias claras, e diretas na transmissão das forças sísmicas. A esta simplicidade está associada uma menor incerteza, devido ao facto de o seu comportamento sísmico ser normalmente mais fiável e previsível;
- (b) Uniformidade, simetria e redundância da estrutura, representada por uma regularidade e distribuição em planta, e em altura dos elementos estruturais, eliminando a

existência de zonas de maior rigidez e portanto acumulação de tensões. A distribuição de massas e elementos estruturais, elimina ainda excentricidades entre o centros de massa e rigidez, mitigando à partida efeitos de torção;

- (c) Resistência e rigidez nas duas direções, característica resultante da idealização da uniformidade e simetria, permitindo resistir ao fenómeno bidirecional, capacitando o sistema estrutural à resistência pelas ações horizontais, de forma semelhante em qualquer direção;
- (d) Resistência e rigidez à torção, resistência que permite limitar os efeitos de torção, devidos a solicitações não uniformes dos diferentes elementos estruturais;
- (e) Ação diafragma ao nível dos pisos, critério de extrema importância, uma vez que são estes elementos que recebem e transmitem as forças de inércia aos sistemas estruturais verticais e garantem a sua solidariedade às solicitações de sísmicas horizontais;
- (f) Fundações adequadas, capazes de receber e transmitir as ações do sistema estrutural, assegurando uma excitação sísmica uniforme de toda a estrutura do edifício, atendendo que a sua ligação por elementos de fundação (ensoleiramento ou vigas de fundação).

A escolha de sistemas estruturais (edifícios para estudo de caso) que satisfizessem os critérios anteriormente, simplificou a análise representando adequadamente a distribuição de massas e rigidez, permitindo que todos os modos de deformação, vibração e forças de inércia fossem consideradas e devidamente representadas na modelação da estrutura. Os sistemas estruturais considerados para análise são justificados de forma mais detalhada em Critérios de regularidade em planta.

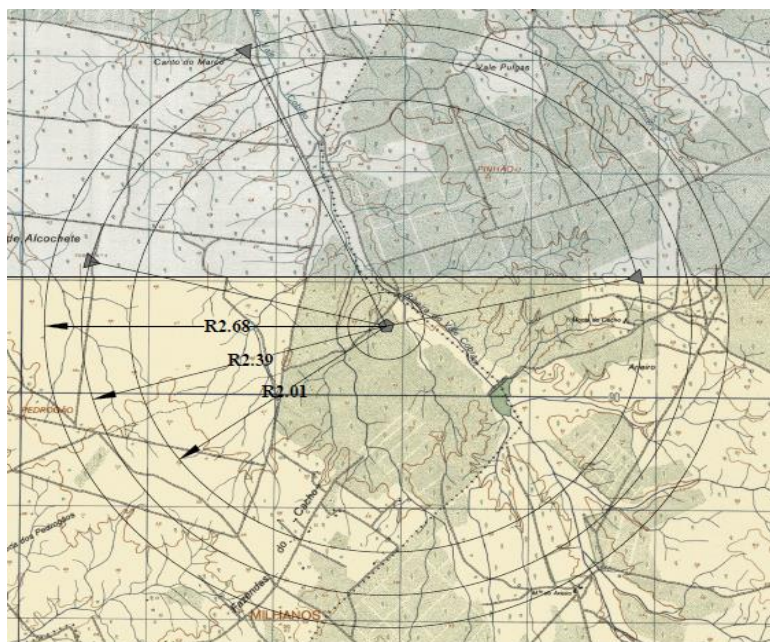


Fig. 4-2 - Localização e identificação de edifícios recetores do Ground Shock, (sem escala)

As estruturas consideradas encontram-se localizadas no mapa da Fig. 4-2, sendo caracterizadas por sistemas estruturais porticados simples em betão armado, utilizadas para visualização de resultados balísticos.

4.2.2. CRITÉRIOS DE REGULARIDADE EM PLANTA

Para classificação de um edifício, como sendo regular em planta, de acordo com a NP EN 1998-1 2010 [9], deve satisfazer as condições preconizadas, por esta norma, pelo que se procedeu à verificação integral sobre os sistemas estruturais, analisados e modelados para estudo.

De acordo com esta norma, no que se refere à rigidez e à distribuição de massas sobre o sistema estrutural proposto para o caso de estudo, apresentasse praticamente simétrico em planta, em relação aos seus eixos ortogonais, verificando a cada nível e para cada direção de cálculo (x e y), a excentricidade estrutural, denotando o regulamentar, sendo expressa pela formulação de cálculo seguinte.

$$e_{ox} \leq 0.30 r_x \quad (32)$$

$$r_x \geq l_s \quad (33)$$

No presente caso, como se trata de um elemento de um só piso, o centro de rigidez é definido como o centro de rigidez lateral de todos os elementos sísmicos primários, assim o raio de torção (r_x) é definido como a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção global em relação ao centro de rigidez lateral, e a rigidez global numa só direção, tendo em conta todos os elementos sísmicos primários nessa direção. O raio de giração da massa do piso em planta é definido por l_s .

Para verificação desta distribuição de massas foram determinadas as excentricidades estruturais (e_{ox}) de acordo com a equação 32, constatando-se que esta apresenta para a direção, 0.12 m na direção X e 0.08 na direção Y, Tabela 4-1. Consideram-se portanto, satisfeitos os critérios de regularidade em planta para o sistema estrutural considerado.

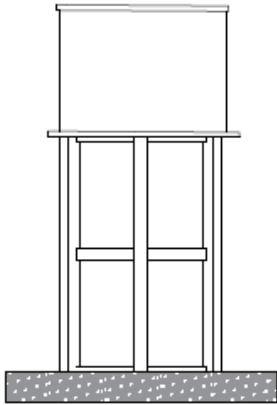


Fig. 4-3 - Alçado do sistema estrutural em análise (sem escala)

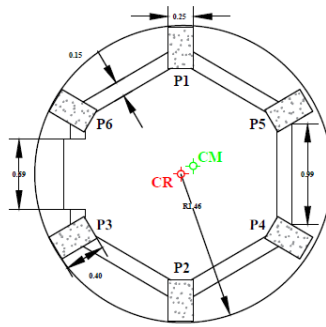


Fig. 4-4 - Planta de patamar "cinta de piso" (sem escala)

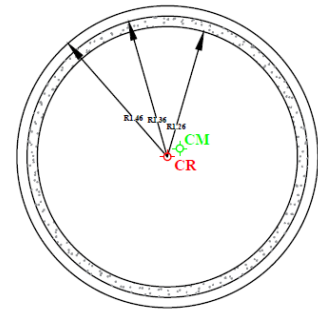


Fig. 4-5 - Planta de laje de piso (sem escala)

Uma vez que estamos na presença, de uma relação em que o produto de inércia destas secções é nulo (devido á sua simetria em planta), verifica-se que estes são os seus eixos centrais de inércia, e portanto o ponto de coordenadas (0,0) para este sistema estrutural em planta, é o seu centro de rigidez e simultaneamente no centro de massa (Tabela 4-2).

Tabela 4-1 Determinação do cento de massa e verificação dos critérios de regularidade em planta

LOCAL	V_i (m^3)	m_i (TON)	X_i (m)	Y_i (m)	$m_i \cdot X_i$ (kN.m)	$m_i \cdot Y_i$ (kN.m)	I_G (m^4)	I_s (m)	$r_x = r_y$	$e_{0x,y} \leq 0,3 \cdot r_x \geq l_{x,y}$	$r_{x,y}$
Laje Piso	0,67	1,71	0,00	0,00	0,00	0,00	7,14	2,19	3,54	OK	OK
Cinta Piso	0,15	0,39	0,00	0,00	0,00	0,00	7,14	2,19	3,54	OK	OK
Abertura	-0,24	-0,61	-0,30	-0,20	0,18	0,12	7,14	2,19	3,54	OK	OK
	Σm_i	1,49	$\Sigma m_i \cdot x_i; \Sigma m_i \cdot y_i$		0,18	0,12					
e_{ox}	0,12	e_{oy}	0,08		L	2,92	%, X	4,22%	%, Y	2,82%	

Tabela 4-2 Determinação do centro de rigidez laterais nas direcções x e y

LOCAL	dX_i (m)	dY_i (m)	θ_i (°)	I_{X_i} (m^4)	I_{Y_i} (m^4)	X_i (m)	Y_i (m)	$I_{X_i} \cdot X_i$ (kN.m)	$I_{Y_i} \cdot Y_i$ (kN.m)
P1	0,25	0,40	0	1,30E-03	5,00E-04	0,000	1,240	0,00E+00	1,61E-03
P2	0,25	0,40	0	1,30E-03	5,00E-04	0,000	-1,240	0,00E+00	-1,61E-03
P3	0,25	0,40	59	7,00E-04	1,10E-03	-1,060	-0,620	-1,17E-03	-4,34E-04
P4	0,25	0,40	59	7,00E-04	1,10E-03	-1,060	0,620	-1,17E-03	4,34E-04
P5	0,25	0,40	59	7,00E-04	1,10E-03	1,060	0,620	1,17E-03	4,34E-04
P6	0,25	0,40	59	7,00E-04	1,10E-03	1,060	-0,620	1,17E-03	-4,34E-04
	ΣI_i			5,40E-03	5,40E-03	$\Sigma I_i \cdot x_i; \Sigma I_i \cdot y_i$		0,00E+00	0,00E+00

4.2.3. LEVANTAMENTO DE PATOLOGIAS

O levantamento de patologias nos edifícios suscetíveis de estarem expostos ao ground shock, fornece informação relevante quanto ao estado de degradação, avaliando o seu desempenho de uma forma geral, constatando-se a “utilização vs. resposta” quando excitados pelas vibrações de origem impulsiva. Após uma inspeção visual, o edifício escolhido não apresenta

elementos estruturais com danos advindos da sua exposição a vibrações impulsivas, mesmo sendo estes experimentados com alguma frequência, apresentando somente anomalias de durabilidade. Entre as anomalias de durabilidade verificadas encontram-se as de exposição dos sistemas estruturais aos elementos ambientais nomeadamente o ataque pelos sulfatos Fig. 4-6, cloretos e corrosão das armaduras de canto Fig. 4-7 e Fig. 4-8. A monitorização destas patologias não foi instrumentada uma vez que os ensaios efetuados pelas detonações de massas líquidas de explosivos foram em número insuficiente para comparação de resultados.



Fig. 4-6 - Destacamento do betão pelo efeito dos cloretos (lixiviação), efeito na laje



Fig. 4-7 - Corrosão das armaduras por carbonatação/efeito de canto

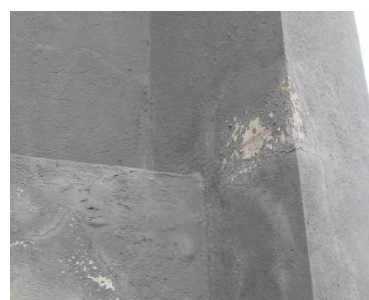


Fig. 4-8 - Reparação do betão após exposição da armadura

4.3. DETERMINAÇÃO DE FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DE VIBRAÇÃO

Para determinação dos modos de vibração que correspondem às frequências de vibração predominantes para posterior enquadramento na classificação das tipologias de deformação estrutural, foram efetuados ensaios *in situ*, que permitiram a recolha de registos de vibrações ambientes. O procedimento de recolha e processamento, destes registos, foram efetuados tendo como base o preconizado em [17], relativo ao procedimento experimental para a realização de ensaios de caracterização dinâmica de estruturas.

4.3.1. EQUIPAMENTO

Os ensaios e medições dos valores das vibrações ambientes, foram efetuados com o acelerómetro triaxial de medição e registo digital modelo ETNA Fig. 4-9, da marca Kinemetrics. O acelerómetro comporta sensores internos de acordo com [17] EpiSensor, sendo adequados para vibração de baixa frequência, nomeadamente valores entre 0 e 10 Hz de baixa intensidade. O equipamento comportou no interface gráfico e numérico o software QuikTalk

™ da empresa Kinemetrics configurado a partir de um PC portátil Fig. 4-10, através do qual foi possível a leitura, registo e processamento dos sinais obtidos nos três canais disponíveis.

As características relevantes da unidade de registo de vibrações são as abaixo indicadas:

- (a) Sensor triaxial Episensor, com as seguintes especificações:
 - a. Gama dinâmica superior a 135 Db;
 - b. Largura de banda do sensor de DC até 200 Hz;
 - c. Linearidade < 1000 $\mu\text{g/g}^2$;
 - d. Histerese < 0,1% do full scale;
 - e. Sensibilidade cruzada inferior a 1% (incluindo desalinhamentos);
 - f. Full-scale seleccionável por hardware entre 0.25g e 4g.
- (a) Unidade de condicionamento de sinal, digitalização e registo com as seguintes especificações:
 - g. Armazenamento dos registos em cartão PCMCIA interno;
 - h. Condicionamento e filtragem analógica do sinal, designadamente através de filtragem passa baixo com corte a 80% da frequência de Nyquist e 120 dB de atenuação na frequência de Nyquist;
 - i. Conversão analógico-digital efetuada com resolução de 18 bits
 - j. Armazenamento dos registos em cartão PCMCIA interno do tipo. evt.



Fig. 4-9 - Acelerómetro Triaxial modelo ETNA, da marca Kinemetrics (Fonte: Autor)

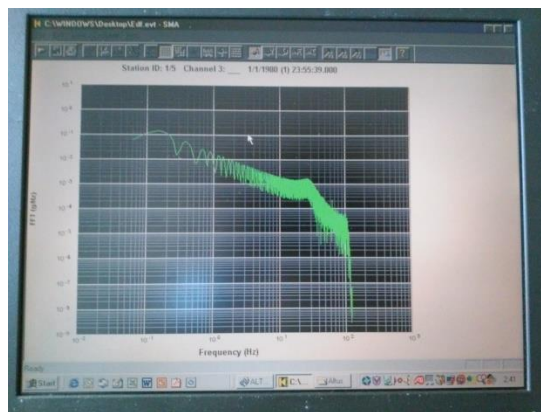


Fig. 4-10 - Software QuikTalk TM no processamento de ensaios (Fonte: Autor)

Para determinação da frequência dominante, na qual ocorre o valor máximo de vibração, procedeu-se à recolha de vários ensaios na laje com acessibilidade no ultimo piso do edifício. Este procedimento e escolha do local deve-se ao facto de ser no ultimo piso onde são sentidas as maiores amplitudes gerados pelos efeitos das vibrações. Devido ao facto de o edifício em

causa apresentar simplicidade estrutural e simetria em planta bem como regularidade em altura, não foi necessário a recolha de ensaios em outros locais do sistema estrutural.

4.3.2. PROCESSAMENTO DOS REGISTOS

O tratamento dos resultados obtidos durante os ensaios, traduz-se na determinação do valor máximo de vibração no respetivo espectro FFT (Transformada Rápida de Fourier) correspondendo à direção em que a amplitude do sinal de vibração no tempo é máxima. O processamento destes valores compreendeu vários ensaios, cruzando registos e comparando resultados, de forma a isolar possíveis ensaios nulos, ou com diminuta contribuição para as funções de densidade espectral de potência, relevantes para determinação das frequências dominantes do edifício em causa [17]. Através desta metodologia é possível determinar a frequência própria de vibração, ou frequência natural da estrutura, proporcionado o enquadramento com os parâmetros definidos nas normas em vigor.

Para compreensão dos fenómenos de vibração através dos resultados dos ensaios obtidos, é possível de uma forma rápida obter, os valores máximos de vibração no respetivo espectro FFT, através da interface gráfica obtida pelo software ViewWave (T. Kashima, IISEE, BRI, versão 1.51). No entanto, recorreu-se também ao método explicitado por Monteiro & Bento, 2013, no Procedimento Experimental para Realização de Ensaios de Caracterização Dinâmica de Estruturas a partir do Excel (Microsoft, 2003) do Windows [17].

4.3.3. MÉTODO 1- VIEWWAVE (T. KASHIMA, IISEE, BRI, VERSÃO 1.51)

De uma forma intuitiva a interface do programa ViewWave consegue facilmente ler e processar os registos dos eventos gerados nos ensaios, o modelo ETNA, da marca Kinematics (ficheiros do tipo *.evt), utiliza para esse efeito como método de integração na determinação dos valores máximos de vibração no respetivo espectro a Transformada Rápida de Fourier.

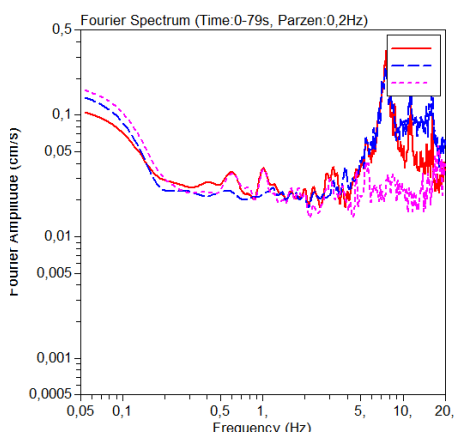


Gráfico 4-1 - Transformada Rápida de Fourier ensaio MU005 (FONTE: ViewWave)

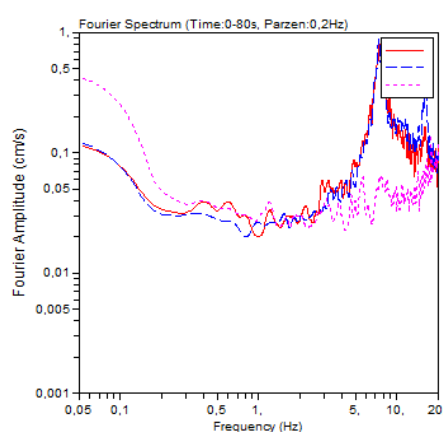


Gráfico 4-2 - Transformada Rápida de Fourier ensaio MU003 (FONTE: ViewWave)

Pela interface gráfica proporcionada pelo software ViewWave Gráfico 4-1 e Gráfico 4-2, relativo a dois ensaios, verifica-se para os três eixos registados em ensaios (X, Y e Z) uma potência espectral máxima para a frequência entre 7.5 e 8.0 Hz à qual corresponderá a frequência natural do sistema estrutural. A simplicidade de visualização deste método é devido ao facto de apresentar a representação gráfica para todos os canais registados (correspondentes aos eixos de leitura X,Y e Z).

4.3.4.MÉTODO 2- EXCEL (MICROSOFT, 2003) DO WINDOWS

De acordo com [17] a determinação do valor máximo de vibração no respetivo espectro FFT, através dos registos obtidos em ensaios a partir do Excel do Windows, foi processado exportando os registos de acelerações para um ficheiro Excel (Microsoft, 2003). A exportação destes registos a partir do programa ViewWave, foram efetuados para os canais 1,2 e 3, respetivamente os valores registados nos eixos X, Y e Z. Foi a partir destes valores que se fez a correspondência entre as acelerações em função do tempo.

Na amostra recolhida foram processados somente 4096 pontos de registos de acelerações para determinação do espectro de potência, este facto deve-se à limitação do algoritmo FFT no Excel, uma vez que só admite amostras em que a dimensão seja a potência inteira de 2. A escolha do valor da amostra de 4096, foi devido ao facto de ser o valor mais alto que o programa admite e por ser o tamanho mais representativo da amostra $2^{12} = 4096$.

A frequência padronizada para leitura e registo de ensaios, foi determinada com uma frequência de 250 Hz, que corresponde a intervalos de tempo de 0.004 s, considerando para uma entrada de pontos de 4096, uma duração total da amostra recolhida de 16.4 s.

Após a obtenção da amostra de 4096 pontos para as acelerações, a função de análise de Fourier do Excel, procede à apresentação dos números complexos, este processo é concluído com o cálculo da magnitude do espectro de potência da transformada de Fourier, pela multiplicação valor absoluto do número complexo obtido por $2/4096$, que corresponde ao valor total dos pontos da amostra.

No traçado final da função de espectro de Fourier foi necessário converter os intervalos de tempo em intervalos de frequências, de modo a ser perceptível a identificação das frequências próprias de vibração, estas correspondem aos máximos da função para os valores mais baixos de frequências. Para determinação dos intervalos de frequência, foi efetuada de acordo com a seguinte expressão.

$$f_n = \frac{n}{4096 \times 0.004} \quad (34)$$

onde

- n - Corresponde a cada ponto recolhido.

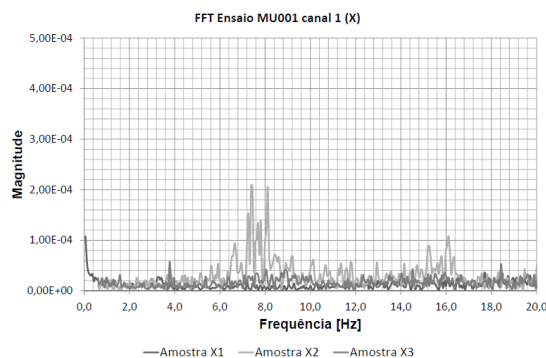


Gráfico 4-3 - Transformada Rápida de Fourier em função da frequência, ensaio MU001 Canal 1

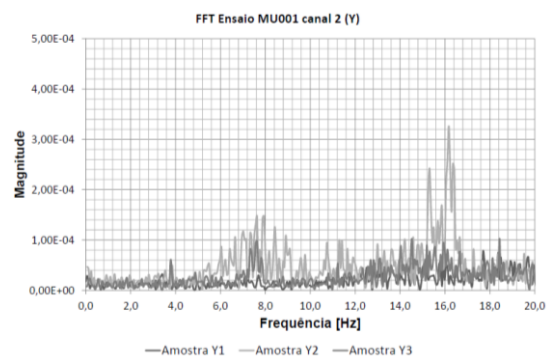


Gráfico 4-4 - Transformada Rápida de Fourier em função da frequência, ensaio MU001 Canal 2

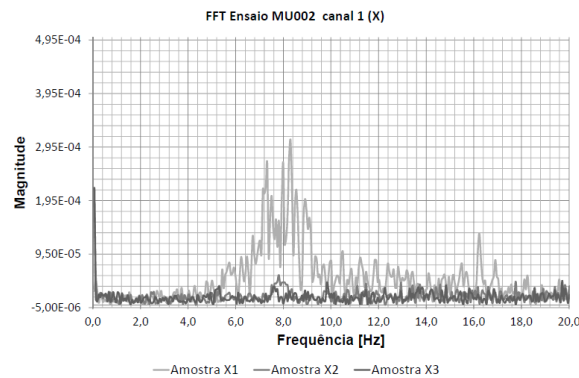


Gráfico 4-5 - Transformada Rápida de Fourier em função da frequência, ensaio MU002 Canal 1

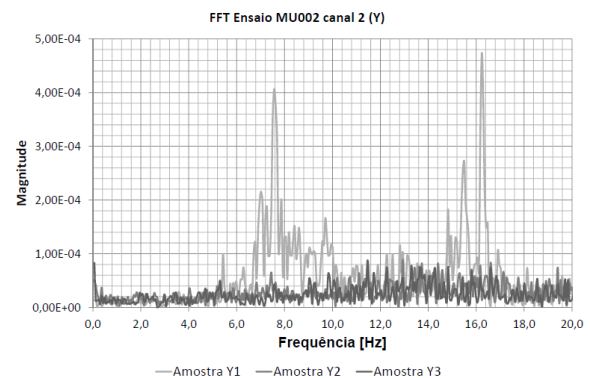


Gráfico 4-6 - Transformada Rápida de Fourier em função da frequência, ensaio MU002 Canal 2

4.3.5. MÉTODO 3: STRONG MOTION ANALYST (VERSÃO 2.7, KINEMATRICS, INC)

O interface do programa SMA (Strong Motion Analyst) Gráfico 4-7 e Gráfico 4-8, consegue processar os registos dos eventos gerados nos ensaios, pelo modelo ETNA, da marca Kinematics (ficheiros do tipo *.evt), utiliza como método de integração para determinação dos valores máximos de vibração no respectivo espectro, a Transformada Rápida de Fourier.

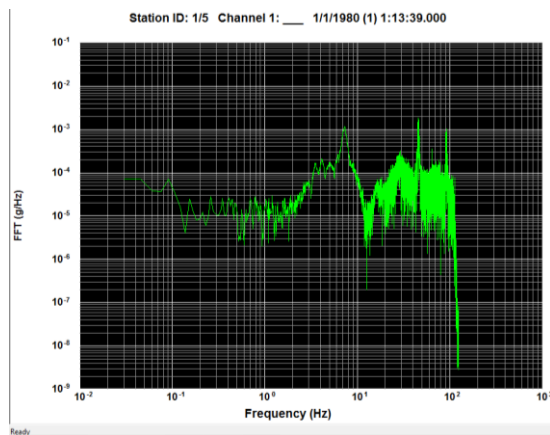


Gráfico 4-7 - Transformada Rápida de Fourier em função da frequência, ensaio MU002 Canal 1

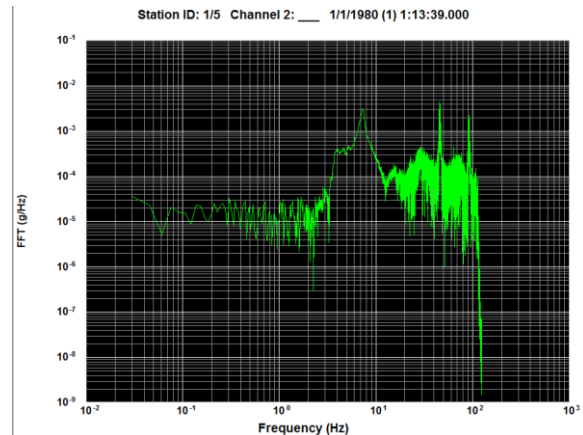


Gráfico 4-8 - Transformada Rápida de Fourier em função da frequência, ensaio MU002 Canal 2

4.3.6.MÉTODO 4: SCILAB (VERSÃO 5.2.2)

A determinação do valor máximo de vibração no respetivo espectro FFT, através dos registos obtidos em ensaios, foi processado exportando os registos de acelerações para o painel de variáveis do software. A exportação destes registos a partir do programa ViewWave, foram efetuados para os canais 1,2, os valores registados respetivamente nos eixos X, Y. Na amostra recolhida foram processados 10000 pontos de registos de acelerações para determinação do espectro de potência, ao qual corresponde uma duração de 40 segundos, com frequência de leitura de 250 Hz. A metodologia usada foi a descrita no método 2.

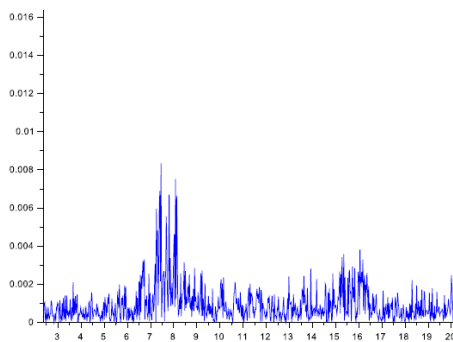


Gráfico 4-9 - Transformada Rápida de Fourier em função da frequência, ensaio MU001 Canal 1

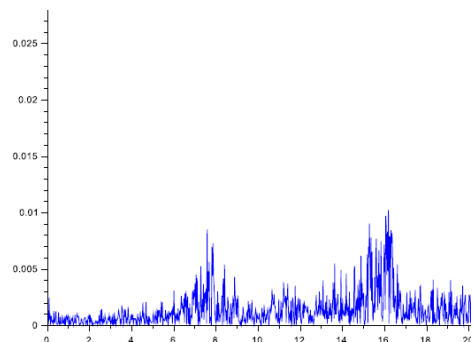


Gráfico 4-10 - Transformada Rápida de Fourier em função da frequência, ensaio MU001 Canal 2

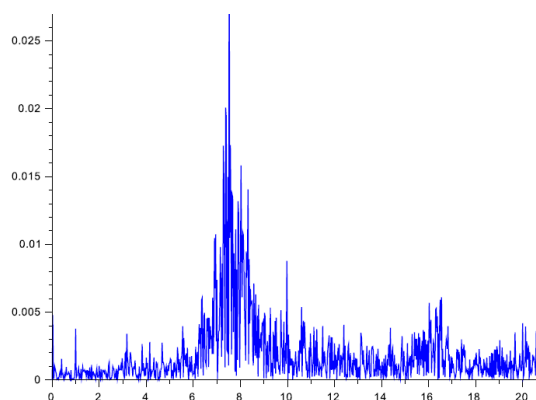


Gráfico 4-11 - Transformada Rápida de Fourier em função da frequência, ensaio MU006 Canal 1

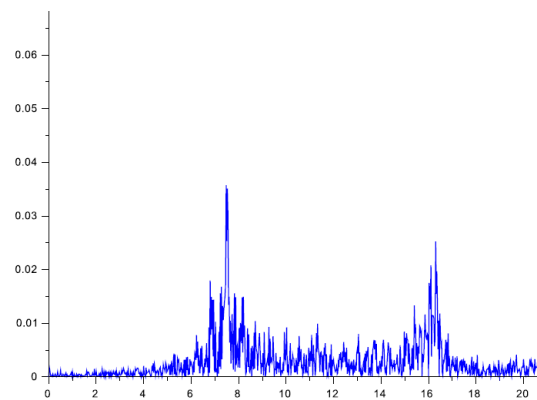


Gráfico 4-12 - Transformada Rápida de Fourier em função da frequência, ensaio MU006 Canal 2

Após processamento de resultados de forma isolada para cada um dos canais, constata-se que existem de forma semelhante aos resultados obtidos pelo método 2, determinado pelo máximo das várias funções, a existência de uma frequência característica para a densidade espectral de potência máxima, na gama de frequências entre 7.5 e 8.0 Hz, no entanto constata-se também uma gama de frequências entre 15.0 e 18.0 Hz, para um espectro de potência mais baixo, associado de acordo com [17], poderá tratar-se de uma tipologia de modo de torção com participação de translação de X,Y e Z.

4.3.7. FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO (MÉTODO ANALÍTICO)

O comportamento da estrutura, face aos impulsos transmitidos pela ação sísmica, no caso deste estudo induzido pelo *ground shock* oriundo das detonações, manifestam-se na observação dos modos de vibração da estrutura. Esta análise é um fator característico que individualiza cada estrutura considerada, sendo portanto a sua determinação um fator fulcral na interpretação dos esforços associados a esta ação sísmica e a sua correlação com os demais parâmetros físicos a eles associados, nomeadamente massas e rigidez da estrutura.

Esta análise foi efetuada recorrendo ao programa de cálculo automático SAP2000, apresentando-se esta modelação tridimensional da estrutura, uma aproximação o mais realista possível relativamente à existente. Uma vez que a calibração destes modelos, foram efetuados recorrendo aos ensaios *in situ* e ao acelerómetro triaxial, e consequentemente comparadas com os modos de vibração determinados pelo Software SAP2000, a aproximação destes valores tornou possível a afinação e consequente validação do modelo estrutural definido.

Tabela 4-3 Análise modal da estrutura e fatores de participação da massa para a estrutura (Fonte SAP2000).

ANÁLISE MODAL			PARTICIPAÇÃO DA MASSA NO MODO DE VIBRAÇÃO			PARTICIPAÇÃO DA MASSA ACUMULADA		
Modo Vibração	Período [s]	Frequência [Hz]	Massa em X [%]	Massa em Y [%]	Massa em Z [%]	Massa em X [%]	Massa em Y [%]	Massa em Z [%]
1	0,123	8,137	47,67%	42,39%	0,00%	48%	42%	0%
2	0,123	8,137	42,39%	47,67%	0,00%	90%	90%	0%
3	0,094	10,690	0,00%	0,00%	0,00%	90%	90%	0%
4	0,023	42,761	0,00%	0,00%	0,00%	90%	90%	0%
5	0,023	43,250	0,95%	8,60%	0,00%	91%	99%	0%
6	0,023	43,250	8,60%	0,95%	0,00%	100%	100%	0%
7	0,018	55,451	0,00%	0,00%	13,44%	100%	100%	13%
8	0,016	63,698	0,01%	0,38%	0,00%	100%	100%	13%
9	0,016	63,699	0,38%	0,01%	0,00%	100%	100%	13%
10	0,015	66,252	0,00%	0,00%	0,00%	100%	100%	13%

ANÁLISE MODAL			PARTICIPAÇÃO DA MASSA NO MODO DE VIBRAÇÃO			PARTICIPAÇÃO DA MASSA ACUMULADA		
Modo Vibração	Período [s]	Frequência [Hz]	Massa em X [%]	Massa em Y [%]	Massa em Z [%]	Massa em X [%]	Massa em Y [%]	Massa em Z [%]
11	0,015	66,252	0,00%	0,00%	0,00%	100%	100%	13%
12	0,012	86,521	0,00%	0,00%	12,90%	100%	100%	26%

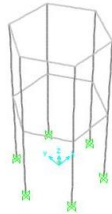


Fig. 4-11 - 1º Modo de Vibração

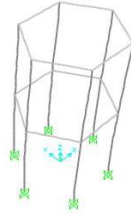


Fig. 4-12 - 2º Modo de vibração

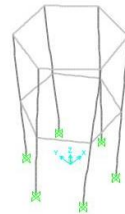


Fig. 4-13 - 3º Modo de Vibração

As Fig. 4-11, Fig. 4-12 e Fig. 4-13 representam os modos de vibração mais representativos em termos de participação de massa, de acordo com Tabela 4-3 traduzem 90% da participação da massa da estrutura nos primeiros dois modos de vibração. Os valores obtidos por este método são de 8.137 Hz, situando-se um pouco acima da gama de frequências obtidas entre 7.5 e 8.0 Hz, pelos métodos anteriores. No entanto esta gama de frequência de 8.137 Hz obtida pelo método analítico é aquela onde se constatou, após calibração do modelo da estrutura, a aproximação mais representativa dos resultados dos ensaios quer em termos de afastamento e velocidades.

4.4. ORIENTAÇÃO PELAS EQUAÇÕES DE PROPAGAÇÃO DE VIBRAÇÕES

4.4.1. PREVISÃO DOS VALORES MÁXIMOS DE PPV

A previsão de valores máximos expectáveis de PPV, através da revisão da bibliografia [2], considerando para o efeito todos os três tipos de geologia possíveis e três cenários de detonações com Massas Líquidas de Explosivos de 100 Kg, 200 Kg e 300 Kg de TNT equivalente, permitiu enquadrar numa primeira abordagem a magnitude e intensidade dos Valores de Pico de Partícula [mm/s] em condições de segurança e posteriormente comparações com os valores de ensaios obtidos.

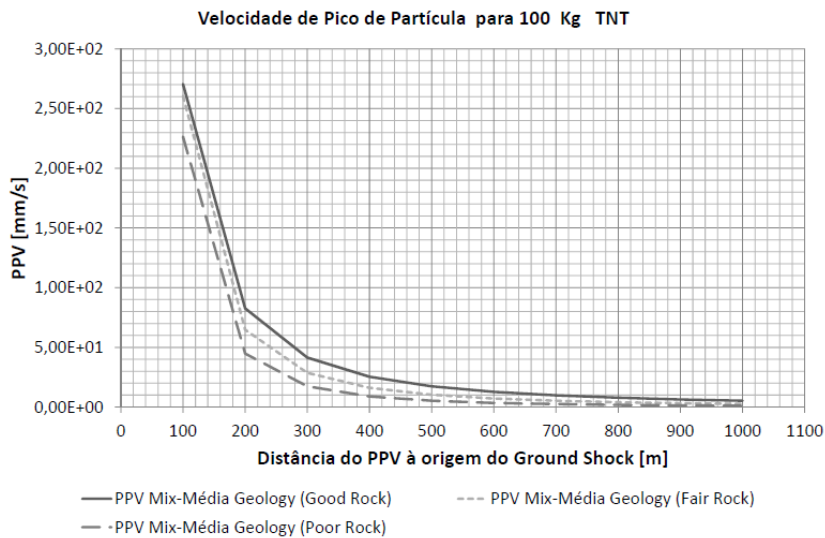


Gráfico 4-13- Previsão de valores de PPV entre os 0 e 1100 metros para eventos explosivos de 100 Kg de TNT equivalente (Fonte: Autor)

O Gráfico 4-13 representa os valores previsíveis de velocidade de pico de partícula, desde o local da detonação pelo seu desenvolvimento no sentido da propagação, para o cenário de 100 Kg de TNT.

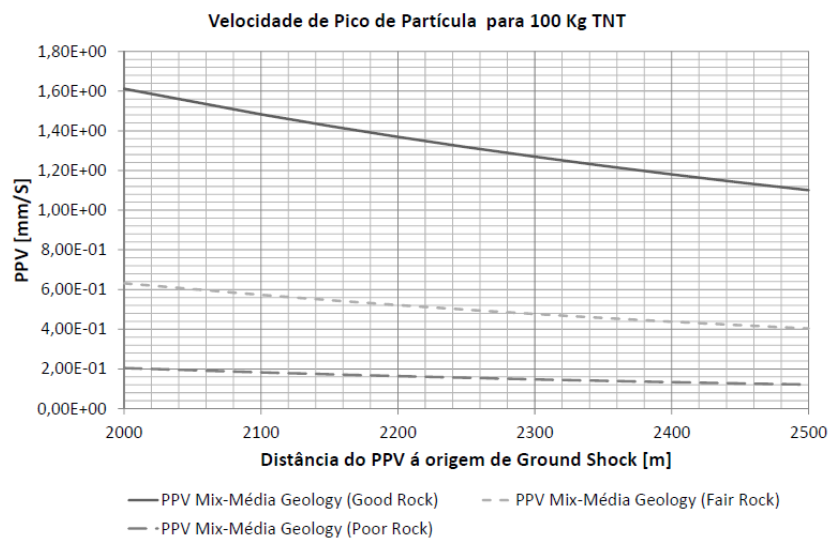


Gráfico 4-14 - Previsão de valores de PPV entre os 2000 e 2500 metros para eventos explosivos de 100 Kg de TNT equivalente (Fonte: Autor)

O Gráfico 4-14 representa os valores previsíveis de velocidade de pico de partícula, na zona periférica do edifício em estudo, para o cenário de 100 Kg de TNT.

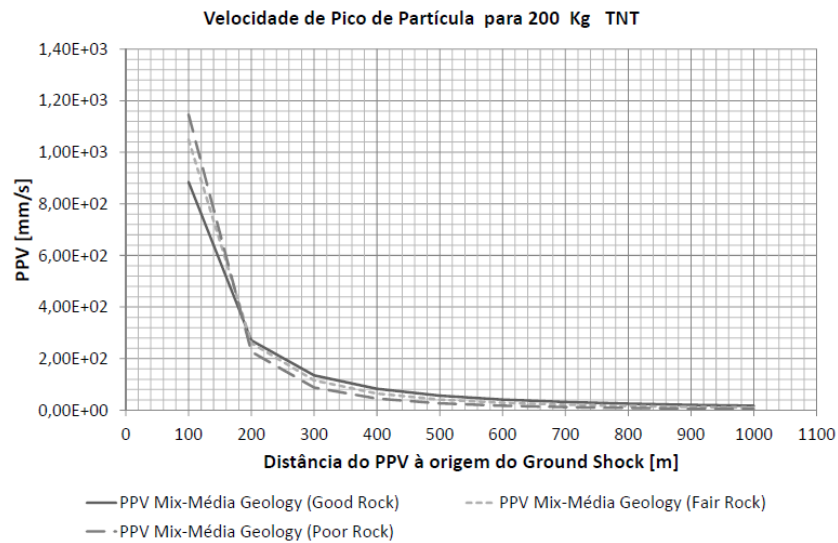


Gráfico 4-15 - Previsão de valores de PPV entre os 0 e 1100 metros para eventos explosivos de 200 Kg de TNT equivalente (Fonte: Autor)

O Gráfico 4-15 representa os valores previsíveis de velocidade de pico de partícula, desde o local da detonação pelo seu desenvolvimento no sentido da propagação, para o cenário de 200 Kg de TNT.

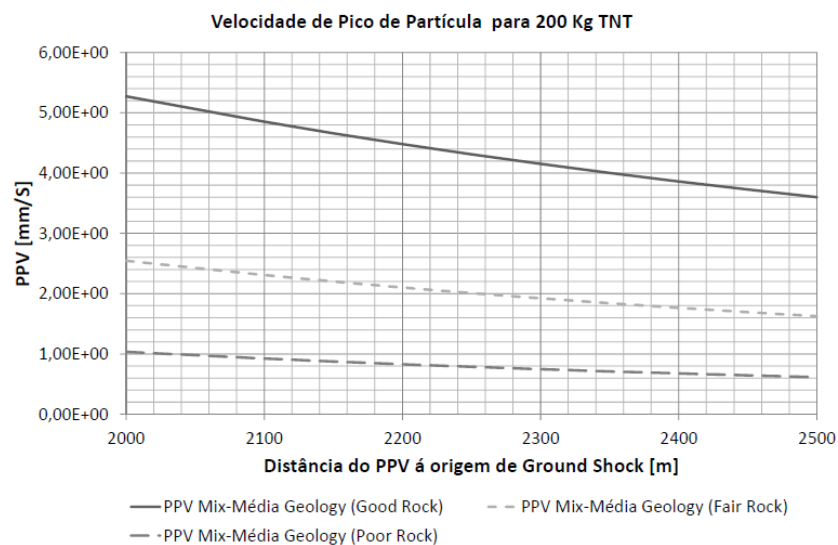


Gráfico 4-16- Previsão de valores de PPV entre os 2000 e 2500 metros para eventos explosivos de 200 Kg de TNT equivalente (Fonte: Autor)

O Gráfico 4-16 representa os valores previsíveis de velocidade de pico de partícula, na zona periférica do edifício em estudo, para o cenário de 200 Kg de TNT.

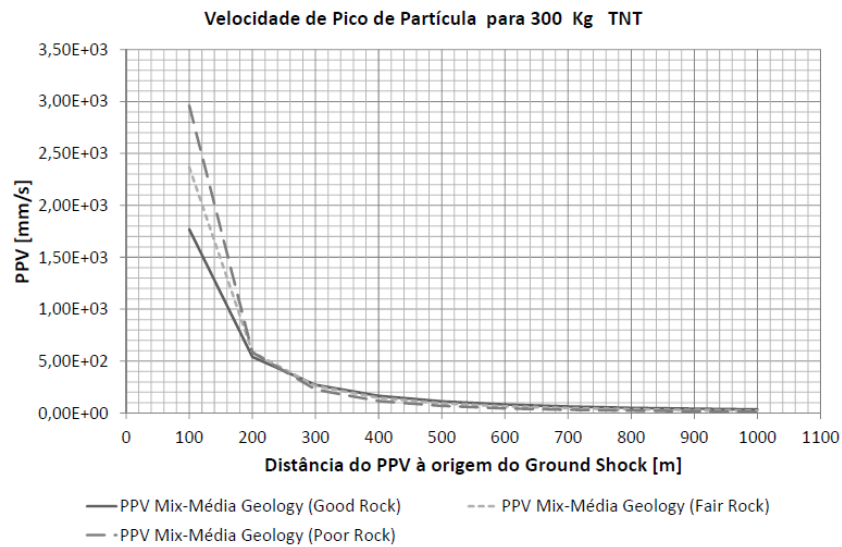


Gráfico 4-17- Previsão de valores de PPV entre os 0 e 1100 metros para eventos explosivos de 300 Kg de TNT equivalente (Fonte: Autor)

O Gráfico 4-17 representa os valores previsíveis de velocidade de pico de partícula, desde o local da detonação pelo seu desenvolvimento no sentido da propagação, para o cenário de 300 Kg de TNT.

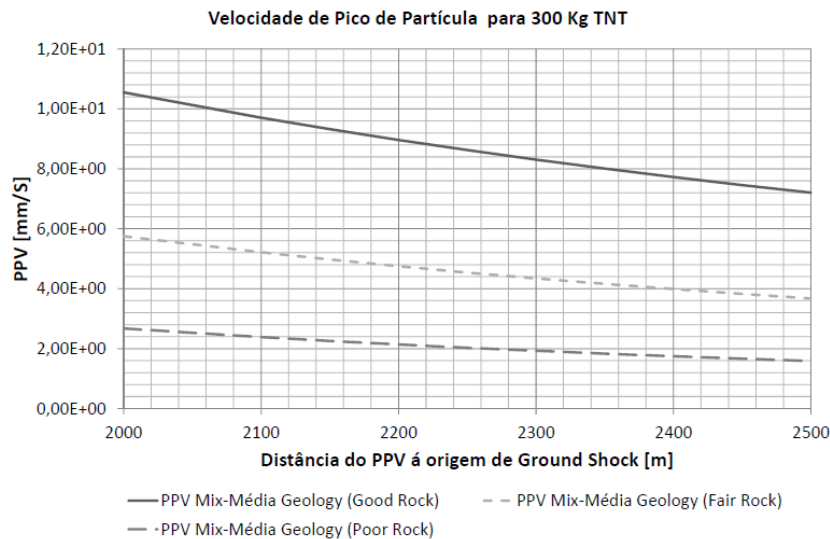


Gráfico 4-18- Previsão de valores de PPV entre os 2000 e 2500 metros para eventos explosivos de 300 Kg de TNT equivalente (Fonte: Autor)

O Gráfico 4-18 representa os valores previsíveis de velocidade de pico de partícula, na zona periférica do edifício em estudo, para o cenário de 300 Kg de TNT.

4.4.2. PREVISÃO DOS VALORES DE PRESSÃO (P_{S0})

A quantificação do efeito de sopro proporciona uma interação semelhante à ação do vento, exercendo-se sob a forma de pressões aplicadas nas superfícies laterais das edificações. Devido a este fator, a determinação da perturbação destas ações deverá ser tida em conta, para os casos em que esta se manifeste pelo incremento dos esforços pelo efeito de sobrepressão, assim pelas equações revistas em [2]. Poder-se-á estimar este valor com base na quantificação dos valores Massa Líquida de Explosivos em TNT equivalente e uma estimativa da distância ao local das detonações em metros. Para o efeito foram equacionados três tipos de geologia possíveis e três cenários de detonações com Massas Líquidas de Explosivos de 100 Kg, 200 Kg e 300 Kg de TNT equivalente, permitindo enquadrar numa primeira abordagem a magnitude e intensidade dos valores de pressão lateral [Mpa], em condições de segurança e posteriormente comparações com os valores de ensaios obtidos.

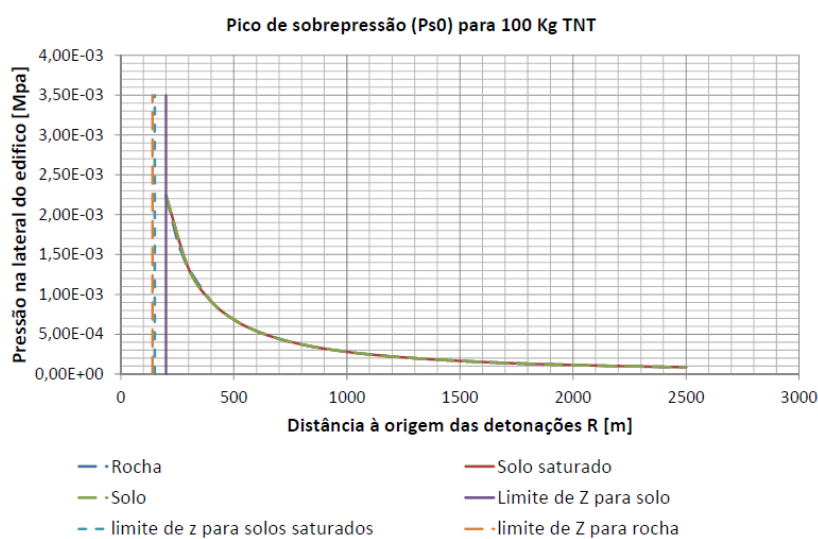


Gráfico 4-19- Previsão de valores de pressão lateral entre 0 e 2500 metros para eventos explosivos de 100 Kg de TNT equivalente (Fonte: Autor)

O Gráfico 4-19 representa os valores previsíveis da pressão exterior na superfície lateral do edifício, gerado na detonação designada de “onda de sopro”, desde o local da detonação pelo seu desenvolvimento no sentido da propagação, para o cenário de 100 Kg de TNT.

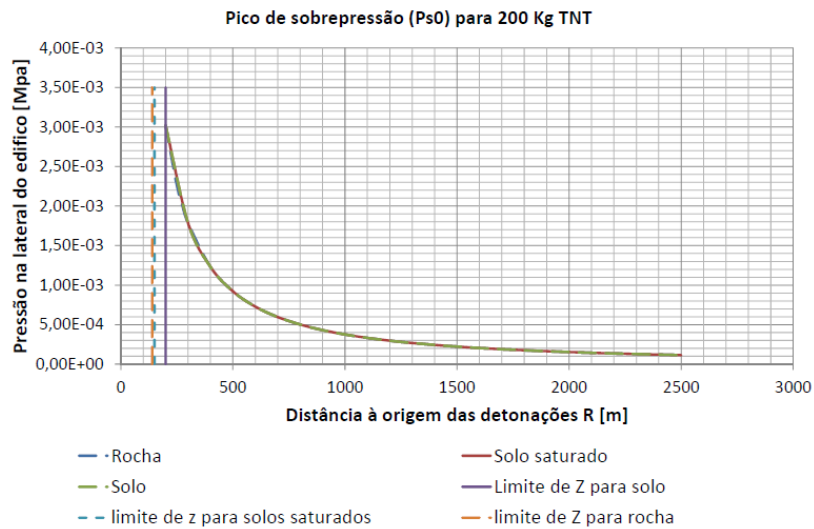


Gráfico 4-20- Previsão de valores de pressão lateral entre 0 e 2500 metros para eventos explosivos de 200 Kg de TNT equivalente (Fonte: Autor)

O Gráfico 4-20 representa os valores previsíveis da pressão exterior na superfície lateral do edifício, gerado na detonação designada de “onda de sopro”, desde o local da detonação pelo seu desenvolvimento no sentido da propagação, para o cenário de 200 Kg de TNT.

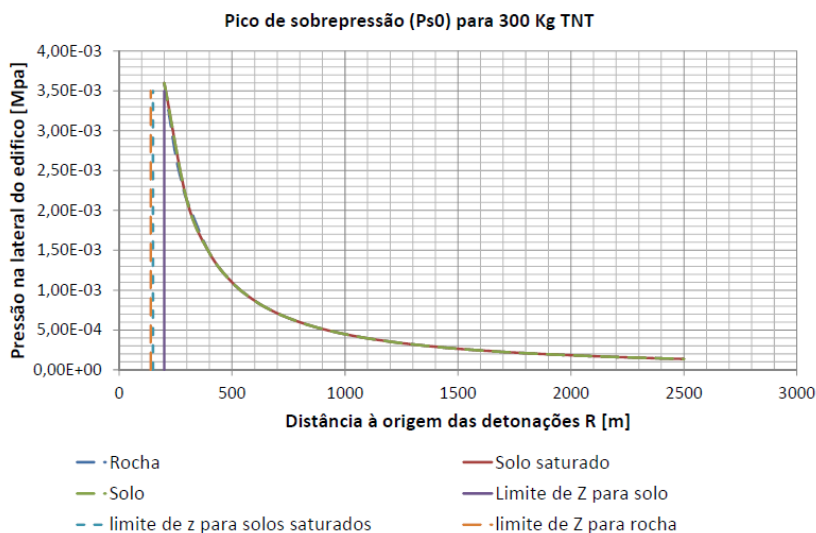


Gráfico 4-21- Previsão de valores de pressão lateral entre 0 e 2500 metros para eventos explosivos de 300 Kg de TNT equivalente (Fonte: Autor)

O Gráfico 4-21 representa os valores previsíveis da pressão exterior na superfície lateral do edifício, gerado na detonação designada de “onda de sopro”, desde o local da detonação pelo seu desenvolvimento no sentido da propagação, para o cenário de 300 Kg de TNT.

4.4.3. PREDIÇÃO DOS VALORES DE IMPULSO GERADO PELO EFEITO DE SOPRO (IS)

Para determinação da pressão dinâmica gerada pelo efeito de sopro (sobrepessão lateral) e a sua interação com a quantidade de movimento transmitido na superfície lateral dos edifícios, durante o instante de aplicação desta força (designado de impulso lateral), procedeu-se de acordo com o preconizado em [2] a uma predição dos valores com base na quantificação dos valores Massa Líquida de Explosivos em TNT equivalente e uma estimativa da distância ao local das detonações em metros. Para o efeito foram equacionados três tipos de geologia possíveis e três cenários de detonações com Massas Líquidas de Explosivos de 100 Kg, 200 Kg e 300 Kg de TNT equivalente, permitindo enquadrar numa primeira abordagem a magnitude e intensidade dos valores impulso lateral [Mpa.ms], em condições de segurança e posteriormente comparações com os valores de ensaios obtidos.

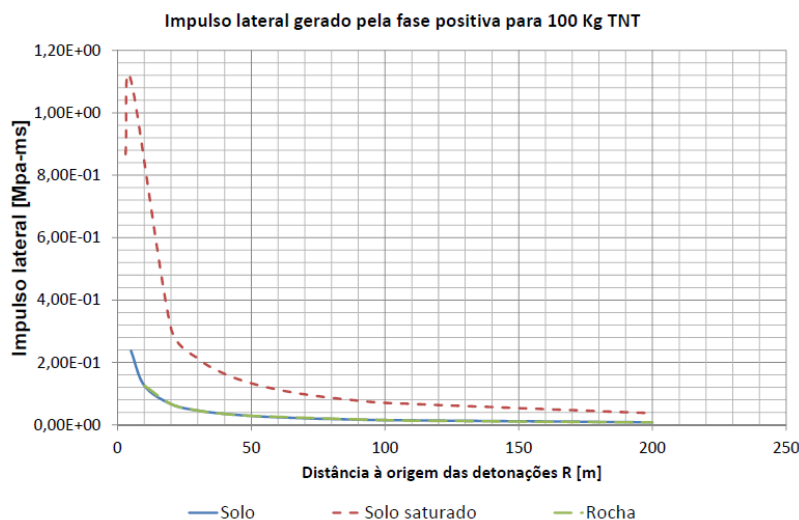


Gráfico 4-22- Previsão de valores de impulso lateral entre 0 e 200 metros para eventos explosivos de 100 Kg de TNT equivalente (Fonte: Autor)

O Gráfico 4-22 representa os valores previsíveis de impulso lateral na superfície do edifício, gerado transmitido pela “onda de sopro”, desde o local da detonação pelo seu desenvolvimento no sentido da propagação, para o cenário de 100 Kg de TNT.

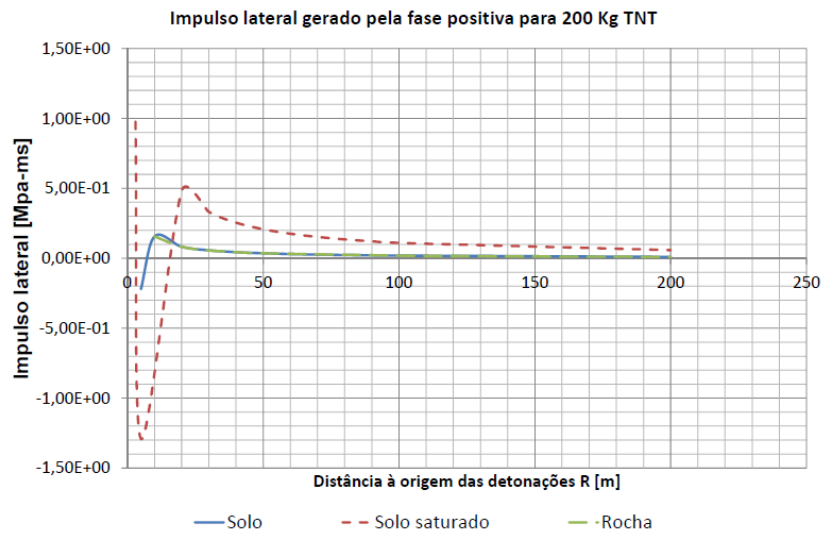


Gráfico 4-23- Previsão de valores de impulso lateral entre 0 e 200 metros para eventos explosivos de 200 Kg de TNT equivalente (Fonte: Autor)

O Gráfico 4-23 representa os valores previsíveis de impulso lateral na superfície do edifício, gerado transmitido pela “onda de sopro”, desde o local da detonação pelo seu desenvolvimento no sentido da propagação, para o cenário de 200 Kg de TNT. Note-se a alternância de pressões positivas e negativas para as distâncias iniciais, que além de serem função da distância também o são em função do tempo, fator não abordado no presente documento.

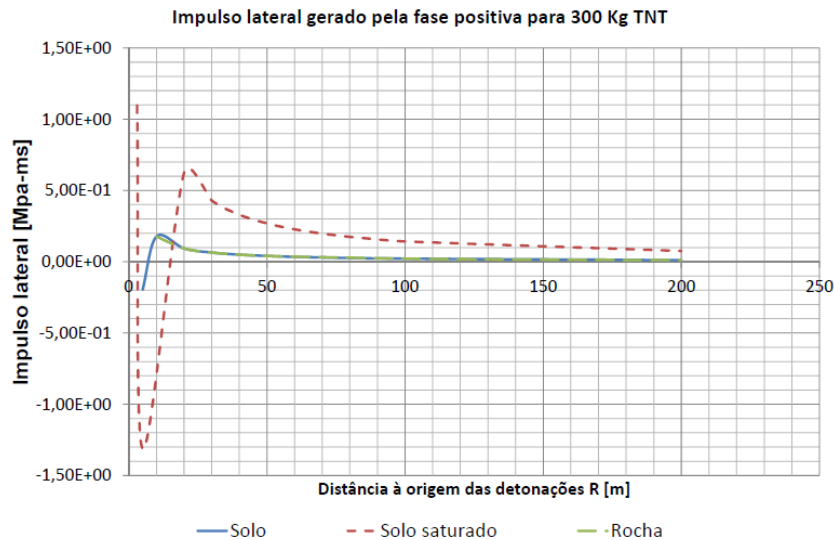


Gráfico 4-24- Previsão de valores de impulso lateral entre 0 e 200 metros para eventos explosivos de 300 Kg de TNT equivalente (Fonte: Autor)

O Gráfico 4-24 representa os valores previsíveis de impulso lateral na superfície do edifício, gerado transmitido pela “onda de sopro”, desde o local da detonação pelo seu desenvolvimento no sentido da propagação, para o cenário de 300 Kg de TNT.

4.4.4. PREVISÃO DOS VALORES DE PPV INDUZIDOS PELA SOBREPRESSÃO

A transmissão de energia pelo efeito de sopro é efetuada pela pressão na superfície do solo designado por impulso, atingindo magnitudes consideráveis. Esta magnitude atinge o seu valor máximo na superfície do solo, incrementando os valores de PPV gerados pela ação direta dos eventos de detonação. Conforme descrito no Capítulo 2, é na periferia da zona de libertação de energia, ou local de detonação que a velocidade da onda de sopro é significativamente mais alta que a velocidade da onda sísmica transmitida pelo solo. Dentro desta zona designada de “zona super sísmica”, a onda de sopro (*AI-ground shock*) atinge o local considerado antes da chegada da onda sísmica induzida diretamente (*DI-ground shock*). De forma a quantificar a influência da sobrepressão nos valores de PPV, isolando cada uma das ações, procedeu-se de acordo com as equações revistas em NATO, 2010 a uma estimativa de valores de PPV que são gerados pela sobrepressão. Foram equacionados três tipos de geologia possíveis e três cenários de detonações com massas líquidas de explosivos de 100 Kg, 200 Kg e 300 Kg de TNT equivalente, permitindo enquadrar numa primeira abordagem a quantificação dos valores de PPV [mm/s], em condições de segurança e posteriormente comparações com os valores de ensaios obtidos

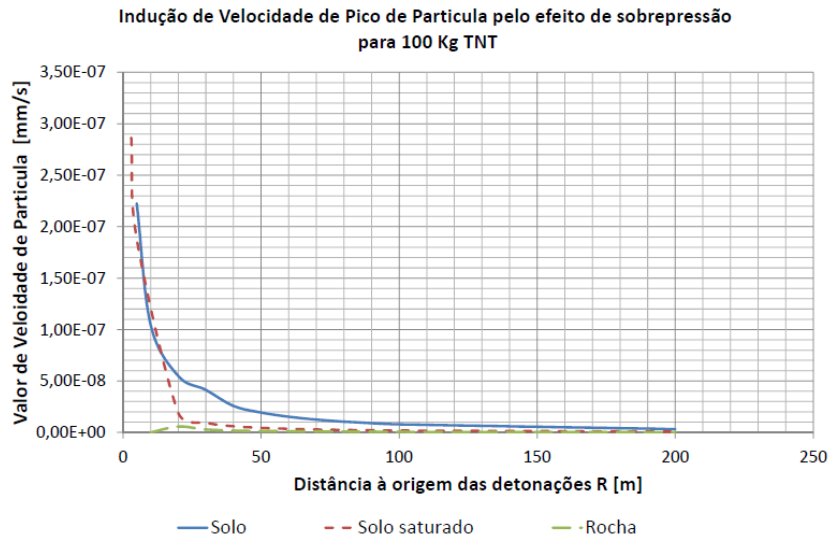


Gráfico 4-25- Previsão de valores de PPV induzidos pelo efeito de sobrepressão entre 0 e 200 metros para eventos explosivos de 100 Kg de TNT equivalente (Fonte: Autor)

O Gráfico 4-25 representa os valores previsíveis de velocidade de pico de partícula induzido pelo efeito de subpressão gerado na detonação, desde o local da detonação pelo seu desenvolvimento no sentido da propagação, para o cenário de 100 Kg de TNT.

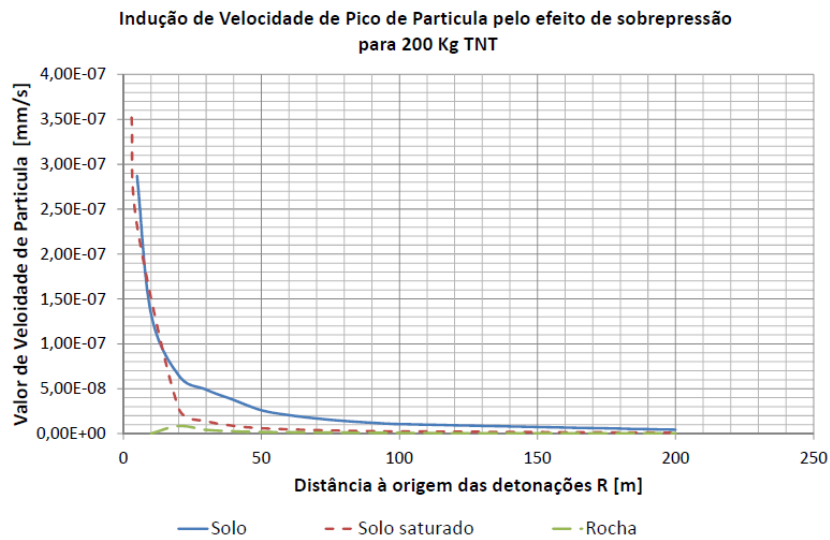


Gráfico 4-26- Previsão de valores de PPV induzidos pelo efeito de sobrepressão entre 0 e 200 metros para eventos explosivos de 200 Kg de TNT equivalente (Fonte: Autor)

O Gráfico 4-26 representa os valores previsíveis de velocidade de pico de partícula induzido pelo efeito de subpressão gerado na detonação, desde o local da detonação pelo seu desenvolvimento no sentido da propagação, para o cenário de 200 Kg de TNT.

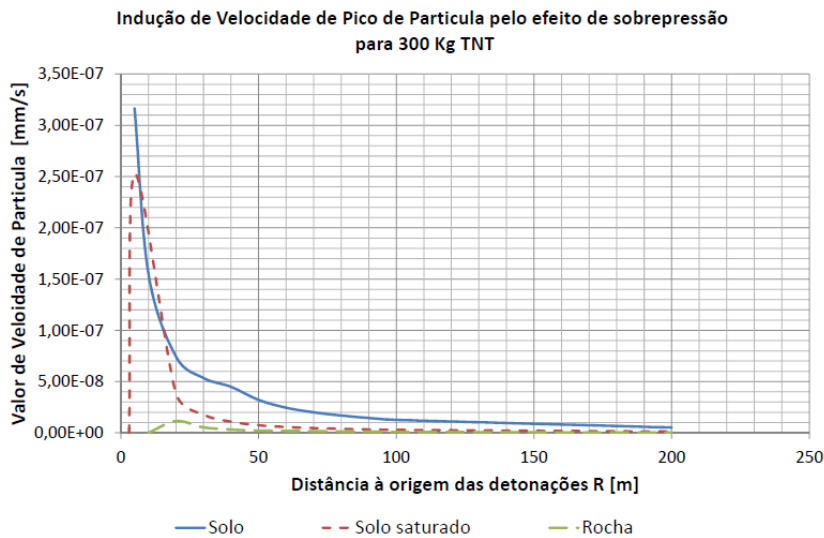


Gráfico 4-27- Previsão de valores de PPV induzidos pelo efeito de sobrepressão entre 0 e 200 metros para eventos explosivos de 300 Kg de TNT equivalente (Fonte: Autor)

O Gráfico 4-27 representa os valores previsíveis de velocidade de pico de partícula induzido pelo efeito de subpressão gerado na detonação, desde o local da detonação pelo seu desenvolvimento no sentido da propagação, para o cenário de 300 Kg de TNT.

4.4.5. CONCLUSÕES

A previsão de valores representativos das ações diretas e indiretas, resultantes da libertação de energia gerada pelas detonações, proporcionada pela revisão das equações do Capítulo 2, permitiu através da criação de vários cenários concluir que os efeitos destas ações variam em função do tempo, conforme o caso do impulso lateral. No entanto é de valor residual as ações que se fazem representar sob a forma de pressões nas superfícies exteriores dos sistemas estruturais, para as distâncias consideradas. No sistema estrutural designado no ensaio são previstas pressões laterais na ordem dos 0.0001 Mpa o que corresponde a uma ação de 0.1 KN/m², para cenário mais crítico de detonações de massas de 300 Kg de TNT. No que respeita ao meio de propagação destas ações, é significativa as perdas geradas pela passagem em zonas de maior rugosidade aerodinâmica do solo, que contribui para a diminuição destas ações, nomeadamente pela existência de vegetação densa. Conclui-se assim que estes efeitos não interferem significativamente na perturbação do sistema estrutural para a distância considerada e portanto não foram tidas em conta na elaboração do documento.

5. MEDIÇÃO, ENSAIOS E PROCESSAMENTO DE RESULTADOS

5.1. MEDIÇÕES EFETUADAS

Na realização dos ensaios para obtenção dos parâmetros físicos característicos da vibração do edifício em estudo, foram recolhidos entre dezembro de 2016 e março de 2017, realizando-se vários ensaios com diferentes massas líquidas de explosivos detonados, onde se destaca o padrão de 100 e 200 Kg de TNT equivalente. No geral foram efetuados cerca de 10 ensaios, relativos a três locais distintos, o que permitiu escolher a melhor estrutura para estudo e modelação. A colocação dos equipamentos de registo, o acelerómetro triaxial foi alternadamente colocado ora na base das fundações (cota de soleira) ora na laje de cobertura e piso, sendo obtidos valores característicos por eventos de detonação, sendo que cada local (base/cobertura/laje) corresponde a um ensaio de evento de detonação.

5.1.1. VELOCIDADES DE PICO DE PARTÍCULA

A gama de resultados obtidos foi recolhida com frequências de leitura de 250 Hz, sendo a sua representatividade resumida de acordo com a NP 2074 de 2015 pelo maior valor medidos durante o período em que ocorre o evento.

Tabela 5-1- Velocidades de Pico de Partícula de ensaios obtidos nas fundações em [mm/s].

local	R [m]	MLE _{TNT} [Kg]	t(s)	Vx(t) [mm/s]	Vy(t) [mm/s]	Vz(t) [mm/s]	V máx [mm/s]
TORRE 3	2390	200	21,460	-0,460	0,055	-0,257	0,530
TORRE 3	2390	200	21,280	-0,104	-0,785	-0,143	0,805
TORRE 3	2390	200	21,216	-0,390	0,179	-0,394	0,583
TORRE 4	2010	100	33,448	-0,365	-0,046	0,078	0,376
TORRE 4	2010	100	31,836	0,038	0,256	0,122	0,286
TORRE 4	2010	100	31,880	-0,042	0,109	0,235	0,262
TORRE 4	2010	200	28,476	-0,387	-0,063	0,105	0,406
TORRE 4	2010	200	28,084	-0,166	-0,295	-0,006	0,339
TORRE 4	2010	200	28,212	0,229	-0,046	-0,240	0,335
TORRE LT2	2680	100	78,996	0,208	0,155	-0,045	0,263

local	R [m]	MLE _{TNT} [Kg]	t(s)	Vx(t) [mm/s]	Vy(t) [mm/s]	Vz(t) [mm/s]	V máx [mm/s]
TORRE LT2	2680	100	22,524	-0,125	-0,262	-0,042	0,293
TORRE LT2	2680	100	78,292	0,023	-0,141	-0,093	0,170
TORRE LT2	2680	100	75,720	-0,172	-0,275	-0,074	0,333
TORRE LT2	2680	100	75,952	-0,150	-0,296	-0,064	0,338
TORRE LT2	2680	100	44,612	-0,122	-0,215	-0,082	0,260

Tabela 5-2 - Velocidades de Pico de Partícula de ensaios obtidos nos topos dos sistemas estruturais em [mm/s].

local	R [m]	MLE _{TNT} [Kg]	t(s)	Vx (t) [mm/s]	Vy (t) [mm/s]	Vz (t) [mm/s]	V máx [mm/s]
TORRE 3	2390	200	28,468	-0,706	-1,729	-0,075	1,869
TORRE 3	2390	200	28,404	0,603	2,064	-0,371	2,182
TORRE 3	2390	200	28,340	-0,415	-1,376	0,460	1,509
TORRE 4	2010	200	27,888	-1,983	0,163	0,135	1,994
TORRE 4	2010	200	27,476	-0,654	-2,895	0,050	2,968
TORRE 4	2010	200	27,308	-0,764	-2,377	0,353	2,522

5.1.2. DESLOCAMENTOS

A monitorização dos deslocamentos impostos pelas vibrações, recolhida pela metodologia atrás mencionada, com frequências de leituras de 250 Hz, representa nos pontos mais elevados dos sistemas estruturais considerados para análise, um parâmetro físico válido para calibração dos modelos estruturais criados permitindo ainda a comparação com os critérios de “limitação de danos” preconizados na NP EN 1998-1 2010 [9].

Tabela 5-3- Deslocamentos experimentados pela laje de piso da estrutura no ensaio [mm]

local	R [m]	MLE _{TNT} [Kg]	t (s)	Dx (t) [mm]	Dy (t) [mm]	Dz (t) [mm]
TORRE 3	2390	200	27,448	0,360	0,166	0,757
TORRE 3	2390	200	28,440	0,353	0,232	0,739
TORRE 3	2390	200	51,716	0,164	0,064	0,889

5.1.3. ACELERAÇÃO REGISTADA NO SISTEMA ESTRUTURAL EM ESTUDO

A utilização dos registos das acelerações experimentadas pelo sistema estrutural, traduz a quantificação aproximada das ações geradas pelos eventos impulsivos relativamente à sua propagação enquanto fonte e transmissão nos terrenos locais. Assim o registo do ensaio

(Gráfico 5-1 e Gráfico 5-2) constitui o padrão usado para a calibração do modelo criado, sendo a ação variável em consideração. Os registros realizados durante os ensaios que permitiram a escolha da estrutura para modelação, proporcionaram a comparação com os valores previstos para os vários cenários em termos de geologia de acordo com a metodologia descrita pelas equações de propagação de vibrações (**Erro! A origem da referência não foi encontrada.**).

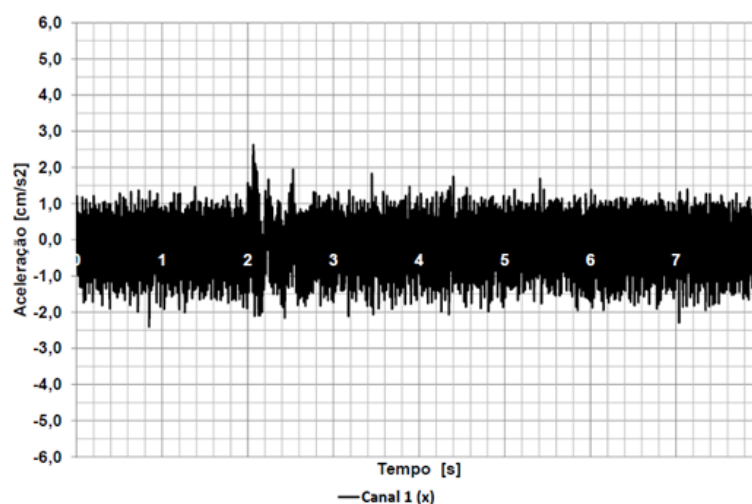


Gráfico 5-1 – Aceleração registrada na estrutura após evento de 200 kg de TNT equivalente em X (canal 1).

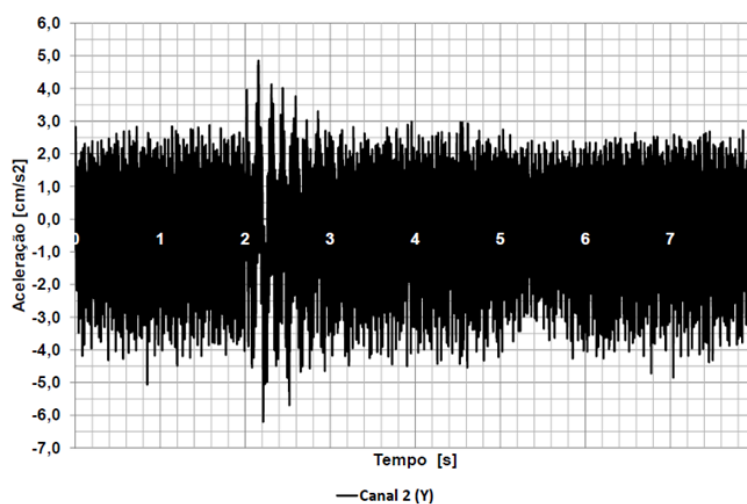


Gráfico 5-2- Aceleração registada na estrutura após evento de 200 kg de TNT equivalente em Y (canal 2).

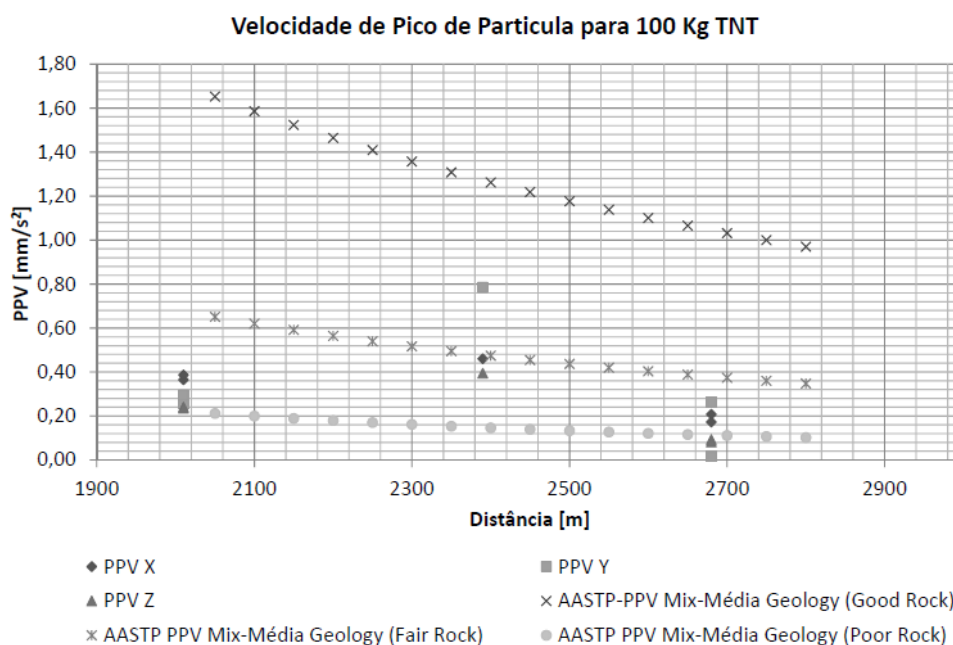


Gráfico 5-3 - Velocidade de Pico de Partícula registados (Fonte: Autor)

Após a realização dos ensaios, os registos proporcionaram a comparação com as equações de previsão, onde se constata através dos valores que estes se aproximam de um solo mais arenoso designado de “Poor Rock” no Gráfico 2-1, o que corresponde ao tipo de solo existente.

5.2. DIMINUIÇÃO DA FREQUÊNCIA NATURAL

A determinação do índice de danos pela metodologia descrita no capítulo 2, que se traduz na redução da frequência natural da estrutura após eventos, pela propagação do *ground shock*, onde foram efetuados ensaios à *posteriori* na estrutura, com vista à determinação da frequência natural do sistema estrutural. Assim os resultados obtidos pelas várias metodologias de cálculo citadas no Capítulo 4, referem uma discrepância entre 7.6 ± 0.20 Hz entre as várias leituras e registos realizados. Por comparação com o índice de danos da Tabela 5-4, verifica-se que um índice de danos de aproximadamente 0,03.

Tabela 5-4 – Determinação da frequência pós evento necessária para enquadramento no índice de danos.

Frequência Natural [Hz]		Índice de danos	Perda rigidez
Antes evento	Pós evento		
7,6	7,40	0,03	2,63%
7,6	6,90	0,09	9,21%
7,6	6,40	0,16	15,79%
7,6	5,90	0,22	22,37%
7,6	5,40	0,29	28,95%
7,6	4,90	0,36	35,53%
7,6	4,40	0,42	42,11%
7,6	3,90	0,49	48,68%
7,6	3,40	0,55	55,26%
7,6	2,90	0,62	61,84%
7,6	2,40	0,68	68,42%
7,6	1,90	0,75	75,00%
7,6	1,40	0,82	81,58%
7,6	0,90	0,88	88,16%
7,6	0,40	0,95	94,74%

5.3. ACELEROGRAMAS SIMULADOS

5.3.1. RELAÇÃO DE ACELEROGRAMAS COM VELOCIDADE DE PICO DE PARTÍCULA

O registo das acelerações permitiu gerar uma base de acelerações artificiais, através de incrementos linearmente ascendentes do valor base das ações, para criação de simulações no modelo. Esta metodologia consistiu em gerar multiplicações da amostra de registada das acelerações pelo valor de $Aceleração\ simulada = Aceleração\ registada \times \left[1 + \frac{1}{n}\right]$, $[n \in IR ; n > 0]$ (Tabela 5-5).

Tabela 5-5 – Relação dos acelerogramas gerados com a Velocidade de Pico de Partícula.

local	Acelerograma	n	t(s)	V _x (t) [mm/s]	V _y (t) [mm/s]	V _z (t) [mm/s]	V máx [mm/s]
TORRE 3	TH REAL	1,000	21,460	-0,460	0,055	-0,257	0,530
TORRE 3	TH REAL	1,000	21,280	-0,104	-0,785	-0,143	0,805
TORRE 3	TH REAL	1,000	21,216	-0,390	0,179	-0,394	0,583
TORRE 3	TH SIM 1.5	1,500	21,460	-0,690	0,083	-0,386	0,795
TORRE 3	TH SIM 1.5	1,500	21,280	-0,156	-1,178	-0,215	1,207
TORRE 3	TH SIM 1.5	1,500	21,216	-0,585	0,269	-0,591	0,874
TORRE 3	TH SIM 2.0	2,000	21,460	-0,920	0,110	-0,514	1,060

local	Acelerograma	n	t(s)	V _x (t) [mm/s]	V _y (t) [mm/s]	V _z (t) [mm/s]	V máx [mm/s]
TORRE 3	TH SIM 2.0	2,000	21,280	-0,208	-1,570	-0,286	1,609
TORRE 3	TH SIM 2.0	2,000	21,216	-0,780	0,358	-0,788	1,165
TORRE 3	TH SIM 2.5	2,500	21,460	-1,150	0,138	-0,643	1,324
TORRE 3	TH SIM 2.5	2,500	21,280	-0,260	-1,963	-0,358	2,012
TORRE 3	TH SIM 2.5	2,500	21,216	-0,975	0,448	-0,985	1,456
TORRE 3	TH SIM 3.0	3,000	21,460	-1,380	0,165	-0,771	1,589
TORRE 3	TH SIM 3.0	3,000	21,280	-0,312	-2,355	-0,429	2,414
TORRE 3	TH SIM 3.0	3,000	21,216	-1,170	0,537	-1,182	1,748
TORRE 3	TH SIM 3.5	3,500	21,460	-1,610	0,193	-0,900	1,854
TORRE 3	TH SIM 3.5	3,500	21,280	-0,364	-2,748	-0,501	2,816
TORRE 3	TH SIM 3.5	3,500	21,216	-1,365	0,627	-1,379	2,039
TORRE 3	TH SIM 4.0	4,000	21,460	-1,840	0,220	-1,028	2,119
TORRE 3	TH SIM 4.0	4,000	21,280	-0,416	-3,140	-0,572	3,219
TORRE 3	TH SIM 4.0	4,000	21,216	-1,560	0,716	-1,576	2,330
TORRE 3	TH SIM 4.5	4,500	21,460	-2,070	0,248	-1,157	2,384
TORRE 3	TH SIM 4.5	4,500	21,280	-0,468	-3,533	-0,644	3,621
TORRE 3	TH SIM 4.5	4,500	21,216	-1,755	0,806	-1,773	2,622
TORRE 3	TH SIM 5.0	5,000	21,460	-2,300	0,275	-1,285	2,649
TORRE 3	TH SIM 5.0	5,000	21,280	-0,520	-3,925	-0,715	4,023
TORRE 3	TH SIM 5.0	5,000	21,216	-1,950	0,895	-1,970	2,913

5.3.2. RELAÇÃO DOS ACELEROGRAMAS COM MASSA DE EXPLOSIVO DETONADA

No tratamento dos resultados, torna-se importante a verificação da relação dos acelerogramas gerados com as massas explosivas detonadas (sem temporização entre detonações) servindo de base numa retroanálise com as ações geradas durante os eventos. Esta predição da massa de explosiva detonada foi efetuada de acordo com a metodologia descrita no Capítulo 2, conforme descrito na Tabela 5-6, e para a distância o local das detonações de 2390 metros.

Tabela 5-6 – Relação de acelerogramas simulados com as massas de explosivo

local	MLE _{TNT} [Kg]	Acelerograma	t(s)	V máx [mm/s]	MLE _{TNT} [Kg] Previsto para V máx		
					Good Rock	Fair Rock	Poor Rock
TORRE 3	200 Kg	TH REAL	21,460	0,530	-	-	-
TORRE 3	200 Kg	TH REAL	21,280	0,805	-	-	-
TORRE 3	Simulação	TH (X) SIM 1.5	21,460	0,795	79,0	133,9	213,5
TORRE 3	Simulação	TH (Y) SIM 1.5	21,280	1,207	100,9	164,9	255,3
TORRE 3	Simulação	TH (X) SIM 2.0	21,460	1,060	93,5	154,5	241,4
TORRE 3	Simulação	TH (Y) SIM 2.0	21,280	1,609	119,4	190,3	288,7

local	MLE _{TNT} [Kg]	Acelerograma	t(s)	V máx [mm/s]	MLE _{TNT} [Kg] Previsto para V máx		
					Good Rock	Fair Rock	Poor Rock
TORRE 3	Simulação	TH (X) SIM 2.5	21,460	1,324	106,5	172,7	265,6
TORRE 3	Simulação	TH (Y) SIM 2.5	21,280	2,012	136,0	212,6	317,5
TORRE 3	Simulação	TH (X) SIM 3.0	21,460	1,589	118,5	189,1	287,1
TORRE 3	Simulação	TH (Y) SIM 3.0	21,280	2,414	151,3	232,8	343,3
TORRE 3	Simulação	TH (X) SIM 3.5	21,460	1,854	129,7	204,2	306,7
TORRE 3	Simulação	TH (Y) SIM 3.5	21,280	2,816	165,6	251,3	366,6
TORRE 3	Simulação	TH (X) SIM 4.0	21,460	2,119	140,2	218,2	324,7
TORRE 3	Simulação	TH (Y) SIM 4.0	21,280	3,219	179,1	268,6	388,2
TORRE 3	Simulação	TH (X) SIM 4.5	21,460	2,384	150,2	231,3	341,4
TORRE 3	Simulação	TH (X) SIM 4.5	21,280	3,621	191,8	284,8	408,2
TORRE 3	Simulação	TH (X) SIM 5.0	21,460	2,649	159,8	243,8	357,2
TORRE 3	Simulação	TH (Y) SIM 5.0	21,280	4,023	204,0	300,1	427,0

5.3.3. ESTADO DE LIMITAÇÃO DE DANOS

Para consideração do efeito do comportamento estrutural pela interferência das ações de origem impulsiva através de detonações de massas líquidas de explosivos, efetuou-se a comparação com o valor quase permanente envolvendo as ações de acidente, para os quais as verificações dos estados limites são reversíveis, isto é, respeitando os limites da deformação pela limitação do deslocamento entre pisos satisfazendo o requisito da “limitação de danos” de acordo com NP 1998-1 2010 (Tabela 5-7 e Tabela 5-8). Para o efeito foi considerado o valor de coeficiente de redução v disposto no Anexo Nacional da NP 1998-1 2010, para ação sísmica tipo 2 de $v = 0.55$, sendo o limite para edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura.

Tabela 5-7 – Valores de deslocamento entre pisos, para a ação base na componente X (Canal 1).

Local	Ações	d_x [m]	d_y [m]	$d_{r,x}$ [m]	$d_{r,y}$ [m]	$d_{r,máx}$ [m]	% d_x	% d_y
Piso 1	TH (X) REAL	4,6320E-03	7,5800E-04	4,6320E-03	7,5800E-04	1,9450E-02	23,81%	3,90%
Piso 2	TH (X) REAL	4,6340E-03	7,5900E-04	2,0000E-06	1,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH (X) REAL	4,6330E-03	7,6100E-04	-1,0000E-06	2,0000E-06	2,0000E-02	-0,01%	0,01%
Piso 1	TH(X) SIM 1.5	6,6650E-03	1,0450E-03	6,6650E-03	1,0450E-03	1,9450E-02	34,27%	5,37%
Piso 2	TH(X) SIM 1.5	6,6660E-03	1,0470E-03	1,0000E-06	2,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH(X) SIM 1.5	6,6650E-03	1,0490E-03	-1,0000E-06	2,0000E-06	2,0000E-02	-0,01%	0,01%
Piso 1	TH(X) SIM 2.0	8,6800E-03	1,3280E-03	8,6800E-03	1,3280E-03	1,9450E-02	44,63%	6,83%
Piso 2	TH(X) SIM 2.0	8,6820E-03	1,3300E-03	2,0000E-06	2,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH(X) SIM 2.0	8,6810E-03	1,3310E-03	-1,0000E-06	1,0000E-06	2,0000E-02	-0,01%	0,00%
Piso 1	TH(X) SIM 2.5	1,0711E-02	1,6160E-03	1,0711E-02	1,6160E-03	1,9450E-02	55,07%	8,31%

Local	Ações	d_x [m]	d_y [m]	$d_{r,x}$ [m]	$d_{r,y}$ [m]	$d_{r,m\acute{a}x}$ [m]	% d_x	% d_y
Piso 2	TH(X) SIM 2.5	1,0713E-02	1,6180E-03	2,0000E-06	2,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH(X) SIM 2.5	1,0712E-02	1,6190E-03	-1,0000E-06	1,0000E-06	2,0000E-02	-0,01%	0,00%
Piso 1	TH(X) SIM 3.0	1,2731E-02	1,9000E-03	1,2731E-02	1,9000E-03	1,9450E-02	65,46%	9,77%
Piso 2	TH(X) SIM 3.0	1,2732E-02	1,9010E-03	1,0000E-06	1,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH(X) SIM 3.0	1,2732E-02	1,9030E-03	0,0000E+00	2,0000E-06	2,0000E-02	0,00%	0,01%
Piso 1	TH(X) SIM 3.5	1,4758E-02	2,1870E-03	1,4758E-02	2,1870E-03	1,9450E-02	75,88%	11,24%
Piso 2	TH(X) SIM 3.5	1,4760E-02	2,1890E-03	2,0000E-06	2,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH(X) SIM 3.5	1,4759E-02	2,1900E-03	-1,0000E-06	1,0000E-06	2,0000E-02	-0,01%	0,01%
Piso 1	TH(X) SIM 4.0	1,6773E-02	2,4700E-03	1,6773E-02	2,4700E-03	1,9450E-02	86,24%	12,70%
Piso 2	TH(X) SIM 4.0	1,6774E-02	2,4720E-03	1,0000E-06	2,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH(X) SIM 4.0	1,6773E-02	2,4740E-03	-1,0000E-06	2,0000E-06	2,0000E-02	-0,01%	0,01%
Piso 1	TH(X) SIM 4.5	1,8806E-02	2,7590E-03	1,8806E-02	2,7590E-03	1,9450E-02	96,69%	14,19%
Piso 2	TH(X) SIM 4.5	1,8808E-02	2,7600E-03	2,0000E-06	1,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH(X) SIM 4.5	1,8807E-02	2,7620E-03	-1,0000E-06	2,0000E-06	2,0000E-02	0,00%	0,01%
Piso 1	TH(X) SIM 5.0	2,0823E-02	3,0420E-03	2,0823E-02	3,0420E-03	1,9450E-02	107,06%	15,64%
Piso 2	TH(X) SIM 5.0	2,0824E-02	3,0430E-03	1,0000E-06	1,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH(X) SIM 5.0	2,0824E-02	3,0450E-03	0,0000E+00	2,0000E-06	2,0000E-02	0,00%	0,01%

Tabela 5-8 - Valores de deslocamento entre pisos, para a ação base na componente Y (Canal 2).

Local	Ações	d_x [m]	d_y [m]	$d_{r,x}$ [m]	$d_{r,y}$ [m]	$d_{r,m\acute{a}x}$ [m]	% d_x	% d_y
Piso 1	TH(Y) REAL	1,3900E-03	2,5260E-03	1,3900E-03	2,5260E-03	1,9450E-02	7,15%	12,99%
Piso 2	TH(Y) REAL	1,3920E-03	2,5270E-03	2,0000E-06	1,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH(Y) REAL	1,3910E-03	2,5290E-03	-1,0000E-06	2,0000E-06	2,0000E-02	0,00%	0,01%
Piso 1	TH(Y) SIM 1.5	2,0000E-03	3,4850E-03	2,0000E-03	3,4850E-03	1,9450E-02	10,28%	17,92%
Piso 2	TH(Y) SIM 1.5	2,0010E-03	3,4870E-03	1,0000E-06	2,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH(Y) SIM 1.5	2,0010E-03	3,4880E-03	0,0000E+00	1,0000E-06	2,0000E-02	0,00%	0,01%
Piso 1	TH(Y) SIM 2.0	2,6040E-03	4,4270E-03	2,6040E-03	4,4270E-03	1,9450E-02	13,39%	22,76%
Piso 2	TH(Y) SIM 2.0	2,6060E-03	4,4280E-03	2,0000E-06	1,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH(Y) SIM 2.0	2,6050E-03	4,4300E-03	-1,0000E-06	2,0000E-06	2,0000E-02	0,00%	0,01%
Piso 1	TH(Y) SIM 2.5	3,2140E-03	5,3870E-03	3,2140E-03	5,3870E-03	1,9450E-02	16,52%	27,70%
Piso 2	TH(Y) SIM 2.5	3,2150E-03	5,3880E-03	1,0000E-06	1,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH(Y) SIM 2.5	3,2150E-03	5,3890E-03	0,0000E+00	1,0000E-06	2,0000E-02	0,00%	0,00%
Piso 1	TH(Y) SIM 3.0	3,8190E-03	6,3320E-03	3,8190E-03	6,3320E-03	1,9450E-02	19,63%	32,56%
Piso 2	TH(Y) SIM 3.0	3,8210E-03	6,3330E-03	2,0000E-06	1,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH(Y) SIM 3.0	3,8210E-03	6,3350E-03	0,0000E+00	2,0000E-06	2,0000E-02	0,00%	0,01%
Piso 1	TH(Y) SIM 3.5	4,4280E-03	7,2910E-03	4,4280E-03	7,2910E-03	1,9450E-02	22,77%	37,49%
Piso 2	TH(Y) SIM 3.5	4,4290E-03	7,2920E-03	1,0000E-06	1,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH(Y) SIM 3.5	4,4290E-03	7,2930E-03	0,0000E+00	1,0000E-06	2,0000E-02	0,00%	0,01%
Piso 1	TH(Y) SIM 4.0	5,0320E-03	8,2350E-03	5,0320E-03	8,2350E-03	1,9450E-02	25,87%	42,34%
Piso 2	TH(Y) SIM 4.0	5,0340E-03	8,2360E-03	2,0000E-06	1,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%

Local	Ações	d_x [m]	d_y [m]	$d_{r,x}$ [m]	$d_{r,y}$ [m]	$d_{r,máx}$ [m]	% d_x	% d_y
Cobertura	TH(Y) SIM 4.0	5,0330E-03	8,2380E-03	-1,0000E-06	2,0000E-06	2,0000E-02	-0,01%	0,01%
Piso 1	TH(Y) SIM 4.5	5,6420E-03	9,1960E-03	5,6420E-03	9,1960E-03	1,9450E-02	29,01%	47,28%
Piso 2	TH(Y) SIM 4.5	5,6440E-03	9,1970E-03	2,0000E-06	1,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH(Y) SIM 4.5	5,6430E-03	9,1990E-03	-1,0000E-06	2,0000E-06	2,0000E-02	-0,01%	0,01%
Piso 1	TH(Y) SIM 5.0	6,2470E-03	1,0139E-02	6,2470E-03	1,0139E-02	1,9450E-02	32,12%	52,13%
Piso 2	TH(Y) SIM 5.0	6,2490E-03	1,0140E-02	2,0000E-06	1,0000E-06	1,9450E-02	0,01%	0,01%
Cobertura	TH(Y) SIM 5.0	6,2480E-03	1,0142E-02	-1,0000E-06	2,0000E-06	2,0000E-02	-0,01%	0,01%

6. AVALIAÇÃO DE RESULTADOS E CONCLUSÕES

6.1. APRECIÇÃO GLOBAL DO TRABALHO

Com a realização deste trabalho procurou-se abordar a influência que a propagação das vibrações no solo, impostas pela detonação de massas de explosivos provocaria na resistência elástica dos edifícios, através da limitação de danos ou limitações dos níveis de serviço. Para o efeito a escolha de um sistema estrutural para modelação e consequente simulação de eventos onde a ação base constituiu-se como a única variável. Sendo esta área de estudo uma relação de simbiose entre a Engenharia de Estruturas e a Geotecnia, considerando aspetos básicos relativos à geotecnia, procurou-se apresentar entre eles os cenários com menor e maior influência na propagação das vibrações pelo solo, mesmo em cenários de heterogeneidade geotécnica, permitindo apresentar uma linguagem acessível e de fácil compreensão no domínio da Engenharia Civil.

No desenvolvimento do presente trabalho permitiu abordar o comportamento de parâmetros, compreendendo a propagação em distância, nomeadamente o efeito da pressão, do impulso gerado pelo efeito de sopro e a velocidade de pico de partícula do solo, sendo deduzido pelas equações de predição e no caso da velocidade de pico de partícula registado *in situ*, proporcionando um contacto real com equipamentos que não integram o conteúdo curricular de nenhuma disciplina na área de Engenharia Civil lecionado até aqui.

6.2. CONCLUSÕES

6.2.1. ESTRATÉGIAS DE CONTROLO E RETROANÁLISE

O desenvolvimento da dissertação sobre o tema apresentado permitiu aplicar o processo proposto no AASTP-4 primeira edição, determinando a influência de danos em sistemas estruturais integrando na sua análise os fatores que interagem nas suas mais diversas vertentes para avaliação dos danos produzidos ou previsíveis nos sistemas estruturais. As massas líquidas de explosivos a geologia de propagação e os sistemas estruturais em análise, foram conjugados pela afetação dos efeitos físicos da propagação pelas vibrações no solo, quer de uma forma real através de ensaios quer por simulações produzidas por acelerogramas gerados. A realização deste processo permitiu com a obtenção de registos *in situ* gerar um modelo similar ao sistema estrutural da estrutura considerada, no qual foram aplicadas as

ações para avaliação do seu comportamento estrutural. Assim passam a citar-se algumas conclusões obtidas, começando por referir que as ações geradas pelos efeitos de pressão e impulso nas estruturas, são residuais para as distâncias consideradas, sendo praticamente de afetação pela ação das ondas sísmicas geradas nas detonações. A criação de acelerogramas simulados permitiu constituir a ação de base de origem sísmica que condicionou os deslocamentos máximos permitidos para deslocamentos entre pisos, pela abordagem de “limitação de danos” preconizada na NP 1998-1 2010 e seguindo a abordagem inversa (retro análise) permitiu determinar que é para valores de massas de explosivos de TNT equivalente entre 357,2 Kg e 427,0 Kg que se atingem os valores condicionantes de deslocamentos para o sistema estrutural estudado. Em comparação com as normas existentes nomeadamente a NP 2074 2015, verifica-se que o limite imposto para estrutura modelada com frequência dominante de 7.6 Hz é de 1,5 mm/s para pico de velocidade de vibração, ou seja relativamente abaixo do pico de 4,02 mm/s obtido na simulação. No que respeita à diminuição da frequência própria do sistema estrutural em análise após os eventos, e determinado o índice de danos de aproximadamente 0,03, as detonações efetuadas mantiveram sempre o sistema estrutural num regime elástico, o que se traduz numa diminuição de 2.63% rigidez global da estrutura. Durante a realização dos ensaios não foi possível a determinação das tensões de corte e pressão neutra da água, no entanto não foi visualizada a existência de fenómenos de liquefação nos maciços, na origem das detonações, e portanto, sem capacidade de influenciar o comportamento dinâmico da estrutura.

6.2.2. PERSPETIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Após a realização deste trabalho, foi percecionado a importância desenvolvimentos efetuados até aos dias de hoje pela bibliografia existente, permitindo explorar várias formas de abordar o tema. Limitado por inúmeros fatores onde a logística dos ensaios se tornou o fator mais condicionante, a continuação do registos e monitorização dos eventos de origem em detonações de massas explosivas permitiria a obtenção de formulações de origem estatística, proporcionando a obtenção e predição de parâmetros diversos para várias localizações *versus* massas de explosivos detonadas, para a geologia do local. Seria então de relevante importância aproveitar os conhecimentos aqui adquiridos, quer vertente teórica quer na experimental, implementando equipamentos de medição e registo que aproveitassem as atividades desenvolvidas pelas forças armadas portuguesas neste campo específico das vibrações do solo designadas de *ground shock*.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] N. Foundation, "Nobelprize.org," Copyright © Nobel Media AB, 2017. [Online]. Available: <https://www.nobelprize.org/>.
- [2] NATO, *Manual of NATO safety principles for the storage of military ammunition and explosives*, DEFENSE INVESTEMENT DIVISION-NATO, 2010.
- [3] I. P. d. Qualidade, *Avaliação da influência de vibrações impulsivas em estruturas*, Instituto Português da Qualidade, 2015.
- [4] C. E. Terrock, *Blast Vibration Course*, Eltham Victoria: PO Box.
- [5] NATO, *Manual on Explosives Safety Risk Analysis*, DEFENSE INVESTEMENT DIVISION-NATO, 2008.
- [6] J. C. F. Miguens, *VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELA ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA DE MACIÇOS ROCHOSOS, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil*, p. 176, 2011.
- [7] B. 5.-2. Standards, *Code of practice for noise and vibration control on construction and open sites Part 2: Vibration*, BSI, 2008.
- [8] E. N. I. d. Unificazione, *Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici*, UNI, Milano, 2004.
- [9] I. P. d. Qualidade, *Eurocódigo 8- Projeto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*, Instituto Português da Qualidade, Caparica, 2010.
- [10] B. 6.-1. Standards, *Guide to evaluation of human exposure to vibration in buildings Part 1: Vibration sources other than*, BSI, 2008.
- [11] B. 6.-2. Standards, *Guide to evaluation of human exposure to vibration in buildings Part 2: Blast-induced vibration*, BSI, 2008.

- [12] R. Correia, *Efeitos Locais de Amplificação Sísmica pelos Solos*, vol. XVIII , Lisboa, 2003.
- [13] M. d. M. Fernandes, *Mecânica dos Solos, Introdução à Engenharia Geotécnica*, Porto: FEUP, Edições, 2011.
- [14] J. A. Dias, *Influência da Litologia na Intensidade Sísmica*, Universidade do Algarve , Abril 2000. [Online]. Available: <http://w3.ualg.pt/>. [Acedido em Maio 2017].
- [15] B. P. e. F. Jeremias, *Aplicação de um SIG à Informação Geológico-geotécnica obtida no local do NAL-CTA*, Revista Electrónica de Ciências da Terra Geosciences On-line Journal, 2010.
- [16] U. A. C. o. Engineers, *Response Spectra and Seismic Analysis for Concrete Hydraulic Structures*, Washington, DC: DEPARTMENT OF THE ARMY, 1999.
- [17] M. Monteiro e R. Bento, *Procedimento Experimental Para a Realização de Ensaios de Caracterização Dinâmica de Estruturas*, ICIST, LISBOA , 2013.
- [18] J. M. R. Merrifield, *Methodology for Estimating the Explosion Yiel of incidents Involving Improvised Explosives*.